



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO DE UM PAVILHÃO EM ESTRUTURA  
METÁLICA/CONCRETO ARMADO**

Lucas Bouvié

Lajeado, novembro de 2018

Lucas Bouvié

## **ESTUDO COMPARATIVO DE UM PAVILHÃO EM ESTRUTURA METÁLICA/CONCRETO ARMADO**

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari Univates, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa Ma. Rebeca Jéssica Schmitz

Lajeado, novembro de 2018

Lucas Bouvié

## **ESTUDO COMPARATIVO DE UM PAVILHÃO EM ESTRUTURA METÁLICA/CONCRETO ARMADO**

Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz – orientadora  
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Prof. Me. Douglas Ferreiro Velho  
Universidade do Vale do Taquari – Univates

Profa. Ma. Bianca Funk Weimer  
UniRitter Porto Alegre

Lajeado, novembro de 2018

## RESUMO

A escolha do material empregado na execução da estrutura da edificação é uma etapa muito importante do projeto, dado que os diferentes materiais disponíveis apresentam características e métodos construtivos próprios que farão com que essa decisão inicial influencie significativamente em todas as outras etapas da construção. O presente trabalho visa comparar um sistema estrutural de concreto armado com outro em aço através do dimensionamento da estrutura de um pavilhão hipotético. Para a realização do estudo foram determinados, através de normas e bibliografias específicas, os valores das cargas que devem ser consideradas no dimensionamento estrutural e após, foi efetuada a modelagem das estruturas *software* Ftool para obtenção dos esforços solicitantes. O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado com o auxílio de *softwares* livres específicos e planilhas Excel, obedecendo à NBR 6118 (ABNT, 2014) para a estrutura em concreto armado e a NBR 8800 (ABNT, 2008) para a estrutura em aço. Ao final, como resultado do dimensionamento, obteve-se seções de 20x40 cm para os elementos vigas e colunas de concreto armado, para a estrutura metálica o dimensionamento realizado levou a definição do perfil tipo W 310x38,7 para as colunas e vigas do pórtico. Na análise dos resultados, foi possível constatar uma superioridade da estrutura metálica em relação ao deslocamento horizontal apresentado, assim como para as comparações entre peso próprio e área útil dos dois sistemas estruturais.

**Palavras-chave:** Concreto Armado. Estrutura Metálica. Dimensionamento Estrutural. Pavilhão. Análise estrutural. Deslocamento horizontal.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Entrega de concreto na obra .....	12
Figura 2 – Ensaio de corpo de prova de concreto.....	14
Figura 3 – Galpão formado pela associação de treze pórticos .....	20
Figura 4 – Galpão com tirantes adicionados ao pórtico .....	21
Figura 5 – Galpão com colunas adicionadas ao vão do pórtico .....	21
Figura 6 – Pavilhão com pórticos em arco .....	22
Figura 7 – Galpão geminado com quatro águas .....	22
Figura 8 – Contraventamento em pórtico de madeira .....	23
Figura 9 – Pilares de seção retangular e circular .....	24
Figura 10 – Produção de estrutura monolítica de concreto armado .....	25
Figura 11 – Estruturas de concreto ligadas por apoio das peças .....	26
Figura 12– a) Conexão entre elementos de viga; b) Conexão entre vigas do pórtico .....	26
Figura 13 – Tipos de seções de componentes estruturais de aço.....	27
Figura 14 – vigas e pilares de aço com seção do tipo I .....	27
Figura 15 – Contraventamento em X .....	28
Figura 16 – Ligação entre pilar e viga de pórtico.....	29
Figura 17 – a) Ligação com dupla cantoneira b) Ligação com cantoneiras e chapas .....	29
Figura 18 – Ligação flexível entre pilar e bloco.....	30
Figura 19 – Ligação rígida entre pilar e bloco de fundação .....	31
Figura 20 – Perfis de velocidade do vento de acordo com a rugosidade do terreno .....	33
Figura 21 – Dimensão de um turbilhão em relação a edificação atingida.....	34
Figura 22 – Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s) do Brasil .....	35
Figura 23 – Valores de $S_2$ .....	36

Figura 24 – Fator estatístico S3 .....	36
Figura 25 – Esquema das etapas do trabalho.....	39
Figura 26 – Vista frontal do pórtico simples e simétrico a ser estudado.....	40
Figura 27 – Exemplo de modelagem de estrutura no <i>software</i> Ftool.....	42
Figura 28 – Coeficientes aerodinâmicos das paredes - vento 0° .....	48
Figura 29 - Coeficientes aerodinâmicos das paredes - vento 90° .....	49
Figura 30 – Coeficientes aerodinâmicos na cobertura - vento 0° .....	49
Figura 31 – Coeficientes aerodinâmicos na cobertura - vento 90° .....	50
Figura 32 - A) combinação 1 – vento 0°, Cpi 0,2; B) combinação 2 – vento 90°, Cpi 0,2; C) combinação 3 – vento 0°, Cpi -0,3 e D) combinação 4 – vento 90°, Cpi -0,3 .....	50
Figura 33 – Situação 1: carga vento 0° e Cpi 0,2 .....	52
Figura 34 – Situação 2: carga vento 90° e Cpi +0,2.....	52
Figura 35 – Situação 3: vento 90° e Cpi -0,3 .....	53
Figura 36 – Combinação 1: carga permanente + carga acidental– Aço .....	54
Figura 37 – Diagrama de esforço normal combinação Fd1– Aço.....	55
Figura 38 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd1– Aço .....	55
Figura 39 - Diagrama de momento fletor combinação Fd1– Aço.....	56
Figura 40 – Combinação 2: carga permanente – vento 0° Cpi +0,2– Aço.....	57
Figura 41 – Diagrama de esforço normal combinação Fd2– Aço.....	57
Figura 42 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd2– Aço .....	58
Figura 43 – Diagrama de momento fletor combinação Fd2– Aço .....	58
Figura 44 – Combinação 3: carga permanente – vento 90° Cpi +0,2– Aço.....	59
Figura 45 – Diagrama de esforço normal combinação Fd3– Aço.....	60
Figura 46 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd3– Aço .....	60
Figura 47 – Diagrama de momento fletor combinação Fd3– Aço .....	61
Figura 48 – Combinação 4: carga permanente – vento 90° Cpi -0,3– Aço.....	62
Figura 49 – Diagrama de esforço normal combinação Fd4– Aço.....	63
Figura 50 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd4– Aço .....	63
Figura 51 – Diagrama de momento fletor combinação Fd4– Aço .....	64
Figura 52 – Catálogo com perfis de aço comercializados .....	66
Figura 53 – Valores para o coeficiente de flambagem .....	68
Figura 54 – Carregamento combinação frequente - deslocamento vertical– Aço.....	85
Figura 55 – Deslocamento vertical máximo da estrutura – Aço .....	86
Figura 56 – Combinação de cargas - deslocamento horizontal– Aço .....	87

Figura 57 – Deslocamento horizontal máximo da estrutura – Aço .....	88
Figura 58 – Combinação 1: carga permanente + carga accidental – Concreto armado .....	89
Figura 59 - Diagrama de esforço normal combinação Fd1 – Concreto armado.....	90
Figura 60 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd1 – Concreto armado .....	90
Figura 61 - Diagrama de momento fletor combinação Fd1 – Concreto armado.....	91
Figura 62 – Combinação 2: carga permanente – vento 0° Cpi +0,2 – Concreto armado .....	92
Figura 63 – Diagrama de esforço normal combinação Fd2 – Concreto armado.....	92
Figura 64 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd2 – Concreto armado .....	93
Figura 65 – Diagrama de momento fletor combinação Fd2 – Concreto armado .....	93
Figura 66 – Combinação 3: carga permanente – vento 90° Cpi +0,2 – Concreto armado.....	94
Figura 67 – Diagrama de esforço normal combinação Fd3 – Concreto armado.....	95
Figura 68 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd3 – Concreto armado .....	95
Figura 69 – Diagrama de momento fletor combinação Fd3 – Concreto armado .....	96
Figura 70 – Combinação 4: carga permanente – vento 90° Cpi -0,3 – Concreto armado.....	97
Figura 71 - Diagrama de esforço normal combinação Fd4 – Concreto armado.....	98
Figura 72 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd4 – Concreto armado .....	98
Figura 73 – Diagrama de momento fletor combinação Fd4 – Concreto armado .....	99
Figura 74 – Planilha utilizada para verificações das seções para vigas.....	100
Figura 75 - Valores de espaçamento para armadura transversal .....	107
Figura 76 - Programa para dimensionamento de armadura em pilares .....	109
Figura 77 - Combinação frequente de cargas – deslocamento vertical – Concreto armado ..	116
Figura 78 - Deslocamento vertical máximo da estrutura – Concreto armado .....	117
Figura 79 – Combinação frequente – deslocamento horizontal – Concreto armado.....	118
Figura 80 – Deslocamento horizontal máximo da estrutura – Concreto armado .....	119

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de cobrimento nominal das armaduras de aço .....	17
Tabela 2 – Peso específico de materiais de construção .....	41
Tabela 3 – Peso dos elementos de cobertura .....	45
Tabela 4 - Coeficientes aerodinâmicos resultantes das combinações. ....	51
Tabela 5 – Situação 1: vento 0° e Cpi +0,2 .....	51
Tabela 6 – Situação 2: vento 90° e Cpi 0,2 .....	52
Tabela 7 – Situação 3: carga vento 90° e Cpi -0,3 .....	53
Tabela 8 – Solicitações máximas de cada combinação .....	64
Tabela 9 – Maiores valores de esforços na estrutura .....	65
Tabela 10 – Características do perfil - PERFIL W 310 X 38,7 .....	67
Tabela 11 – Resultado das verificações aos esforços combinados.....	83
Tabela 12 - Verificações dos elementos em aço.....	84
Tabela 13 – Solicitações máximas de cada combinação .....	99
Tabela 14 – Tabela com o resultado da verificação de algumas seções para vigas .....	101
Tabela 15 – Tabela com o resultado da verificação de algumas seções para pilares .....	109
Tabela 16 – Resultados obtidos no dimensionamento .....	119



## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>9</b>
<b>1.1 Objetivos.....</b>	<b>10</b>
<b>1.1.1 Objetivos Principal.....</b>	<b>10</b>
<b>1.2 Justificativa .....</b>	<b>10</b>
<b>1.3 Delimitação.....</b>	<b>11</b>
<b>1.4 Limitações: .....</b>	<b>11</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>12</b>
<b>2.1 Concreto .....</b>	<b>12</b>
<b>2.2 Resistência do Concreto .....</b>	<b>13</b>
<b>2.3 Formas .....</b>	<b>14</b>
<b>2.4 Armaduras de aço.....</b>	<b>15</b>
<b>2.5 Concreto Armado .....</b>	<b>17</b>
<b>2.6 Aço Estrutural .....</b>	<b>18</b>
<b>2.7 Galpões .....</b>	<b>19</b>
<b>2.7.1 Uso de galpões .....</b>	<b>19</b>
<b>2.7.2 Dimensões de pavilhão .....</b>	<b>20</b>
<b>2.7.3 Elementos estruturais e não estruturais .....</b>	<b>23</b>
<b>2.7.4 Galpões com estruturas de concreto .....</b>	<b>24</b>
<b>2.7.4.1 Tipos de seção transversal .....</b>	<b>24</b>
<b>2.7.4.2 Tipos de ligações entre os elementos estruturais .....</b>	<b>25</b>
<b>2.7.5 Galpões com estruturas de aço .....</b>	<b>26</b>
<b>2.7.5.1 Tipos de seção transversal .....</b>	<b>26</b>
<b>2.7.5.2 Tipos de ligações entre os elementos estruturais .....</b>	<b>27</b>

<b>2.8 Ações na estrutura .....</b>	<b>31</b>
<b>2.8.1 Ações Permanentes .....</b>	<b>32</b>
<b>2.8.2 Ações variáveis de uso .....</b>	<b>32</b>
<b>2.8.3 Ações variáveis devido ao vento .....</b>	<b>32</b>
<b>2.8.4 Ações excepcionais .....</b>	<b>37</b>
<b>2.8.5 Combinação de ações.....</b>	<b>37</b>
<b>2.9 Estados limites .....</b>	<b>38</b>
 <b>3 METODOLOGIA.....</b>	 <b>39</b>
<b>3.1 Determinação das características dos galpões .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.1 Dimensões .....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.2 Materiais.....</b>	<b>40</b>
<b>3.1.3 Cobertura .....</b>	<b>41</b>
<b>3.2 Determinação das cargas que atuam na estrutura .....</b>	<b>41</b>
<b>3.3 Determinação dos esforços solicitantes na estrutura .....</b>	<b>42</b>
<b>3.4 Dimensionamento .....</b>	<b>43</b>
<b>3.5 Determinação dos deslocamentos horizontais na estrutura .....</b>	<b>43</b>
 <b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	 <b>44</b>
<b>4.1 Ações permanentes .....</b>	<b>45</b>
<b>4.1.1 Elementos comuns .....</b>	<b>45</b>
<b>4.1.2 Elementos estruturais em aço .....</b>	<b>45</b>
<b>4.1.3 Elementos estruturais de concreto .....</b>	<b>46</b>
<b>4.2 Ações variáveis.....</b>	<b>46</b>
<b>4.2.1 Sobrecarga na cobertura.....</b>	<b>46</b>
<b>4.2.2 Ação do vento .....</b>	<b>47</b>
<b>4.3 Dimensionamento da estrutura em aço .....</b>	<b>53</b>
<b>4.3.1 Combinações de cargas – ELU – estrutura em aço .....</b>	<b>53</b>
<b>4.3.1.1 Combinação 1-Fd1 – estrutura em aço.....</b>	<b>54</b>
<b>4.3.1.2 Combinação 2-Fd2 – estrutura em aço.....</b>	<b>56</b>
<b>4.3.1.3 Combinação 3-Fd3 – estrutura em aço.....</b>	<b>58</b>
<b>4.3.1.4 Combinação 4-Fd4 – estrutura em aço.....</b>	<b>61</b>
<b>4.3.1.5 Análise dos diagramas.....</b>	<b>64</b>
<b>4.3.2 Escolha do perfil estrutural em aço .....</b>	<b>65</b>
<b>4.3.3 Verificação ao esforço normal de tração .....</b>	<b>67</b>
<b>4.3.4 Verificação ao esforço normal de compressão .....</b>	<b>68</b>

4.3.5 Verificação ao momento fletor .....	75
4.3.5.1 Flambagem local da mesa – FLM .....	76
4.3.5.2 Flambagem local da alma– FLA .....	77
4.3.5.3 Flambagem lateral com torção – FLT .....	78
4.3.6 Verificação ao esforço cortante .....	82
4.3.7 Verificação dos esforços combinados.....	83
4.3.8 Verificação dos deslocamentos – estrutura em aço .....	84
4.3.8.1 Deslocamento vertical – estrutura em aço.....	84
4.3.8.2 Deslocamento horizontal – estrutura em aço .....	86
4.4 Dimensionamento da estrutura em concreto armado .....	88
4.4.1 Combinações de cargas – ELU – estrutura em concreto armado.....	88
4.4.1.1 Combinação 1-Fd1 – estrutura em concreto armado.....	88
4.4.1.2 Combinação 2-Fd2 – estrutura em concreto armado.....	91
4.4.1.3 Combinação 3-Fd3 – estrutura em concreto armado.....	93
4.4.1.4 Combinação 4-Fd4 – estrutura em concreto armado.....	96
4.4.2 Dimensionamento das vigas.....	99
4.4.2.1 Dimensionamento ao momento fletor .....	100
4.4.2.2 Dimensionamento ao esforço cortante .....	104
4.4.3 Dimensionamento dos pilares .....	108
4.4.4 Verificação dos deslocamentos – estrutura em concreto armado .....	116
4.4.4.1 Deslocamento vertical – estrutura de concreto armado.....	116
4.4.4.2 Deslocamento horizontal – estrutura de concreto armado .....	117
4.5 Comparações .....	119
4.5.1 Deslocamento horizontal.....	119
4.5.2 Peso próprio da estrutura .....	120
4.5.3 Dimensão dos elementos estruturais .....	121
 5 CONCLUSÃO.....	 122
REFERÊNCIAS .....	124

## 1 INTRODUÇÃO

O projeto estrutural da edificação é de fundamental importância para o sucesso do projeto como um todo, visto que a estrutura é responsável pela sustentação, proporcionando diversos tipos de utilização, qualidade, conforto e segurança para a edificação. Além disso, a execução do projeto estrutural tem influência significativa no cronograma e custo da obra.

O material utilizado na produção das peças estruturais é uma das decisões iniciais que deve ser tomada para realização do projeto. Essa escolha acarreta na utilização de técnicas de projeto, execução, cronograma, transporte, armazenamento diferentes das que seriam utilizadas caso outro material fosse inicialmente escolhido. Estruturas metálicas, por exemplo, requerem uma mão de obra especializada e com um custo mais elevado, caso fosse feita uma comparação com estruturas em concreto armado, que é considerado um método construtivo tradicional e o mais utilizado no Brasil. Por outro lado, estruturas metálicas podem representar um ganho financeiro para o empreendimento, pois podem ser produzidas concomitante com etapas iniciais da obra, não precisando esperar a fundação, por exemplo, estar pronta para depois começar sua produção. Segundo Pinho (2012) a utilização de estruturas de aço possibilita a execução de várias frentes de serviço, simultaneamente, e, juntamente com um cronograma de obra bem elaborado, pode reduzir o tempo de obra em até 40%.

Outro aspecto que pode ser determinante para a escolha do método construtivo a ser utilizado é a necessidade de espaço interno livre na edificação. Conforme o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA, 2018) estruturas metálicas nos permitem pilares mais esbeltos, aumentando a área interna da edificação. Além da seção dos pilares, as distâncias entre eles também proporcionam liberdade para os usuários. Segundo Pinho (2012), as vigas

de aço podem proporcionar grandes vãos livres com uma menor altura. Para muitas indústrias, por exemplo, essa necessidade é indispensável para sua implementação.

Além dos fatores expostos, existem muitos outros que podem ser comparados para determinar a escolha do método construtivos mais adequado para o empreendimento, desde o peso próprio da estrutura até a análise da logística do local quanto a disponibilidade de determinado material. Esse trabalho busca comparar estruturas metálicas com estruturas de concreto armado quanto às dimensões dos elementos estruturais ou espaço útil, peso próprio da estrutura e estabilidade ao vento ou deslocamento horizontal. O projeto de um pavilhão hipotético será utilizado para realização dessa comparação.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivos Principal**

Comparar o sistema estrutural em aço e em concreto armado de um pavilhão em relação ao peso próprio, área útil e deslocamento horizontal.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos desse trabalho são:

- a) traçar diretrizes para dimensionamento de um pavilhão em aço com a obtenção de valores de peso próprio, deslocamento horizontal e área da seção transversal;
- b) traçar diretrizes para dimensionamento de um pavilhão em concreto armado com a obtenção de valores de peso próprio, deslocamento horizontal e área da seção transversal.

## **1.2 Justificativa**

A realização do presente trabalho se justifica pelo auxílio que pode representar na tomada de decisão quanto ao material utilizado na execução de galpões. As características dos materiais, processos de fabricação e tipos de ligações descritos, assim com os parâmetros comparados nesse estudo representam informações relevantes e objetivas para esse processo de escolha.

### **1.3 Delimitação**

O trabalho está delimitado no dimensionamento estrutural do pórtico principal do pavilhão analisado sendo feita comparações entre os dois sistemas estruturais.

### **1.4 Limitações:**

As limitações deste trabalho são:

- a) não serão dimensionadas estruturas de contraventamento;
- b) não serão dimensionadas as terças da cobertura;
- c) não serão dimensionadas as ligações dos elementos;
- d) não será feita avaliação em relação ao quantitativo de material, mão-de-obra e custo das estruturas.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Concreto

Conforme Carvalho e Figueiredo (2014), o concreto é obtido através da mistura adequada entre cimento, agregado graúdo, agregado miúdo e água. Segundo a NBR12655 (ABNT, 2015) os componentes devem ser misturados até formar uma massa homogênea, sendo que esta operação pode ser executada na obra, na central de concreto ou em caminhão betoneira. Na Figura 1, observamos a entrega de concreto produzido por uma empresa especializada com a utilização de um caminhão betoneira e um caminhão com sistema de bombeamento e lançamento de concreto.

Figura 1 – Entrega de concreto na obra



Fonte: do Autor.

Caso haja o interesse em modificar ou melhorar alguma característica específica do concreto, podem ser incorporados na mistura aditivos com essa finalidade. De forma semelhante, em alguns casos, ocorre a adição de materiais finos buscando melhorar a resistência mecânica do concreto. Além de favorecer determinadas propriedades físicas, a adição de materiais representa sustentabilidade à produção de concreto, pois diminui a dependência do cimento Portland, que exige maior energia para produção, e utiliza, muitas vezes, resíduos de diversas atividades industriais (ALLEN; IANO, 2013).

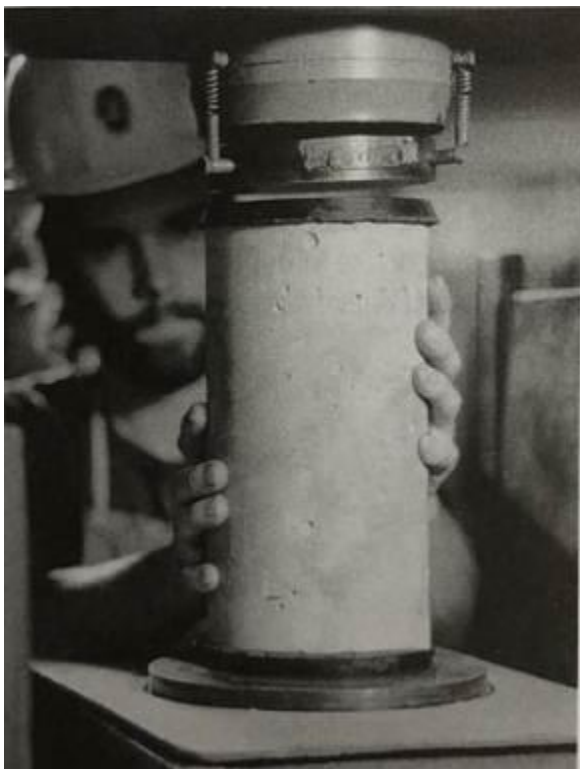
## **2.2 Resistência do Concreto**

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014) o concreto tem como principal característica a resistência a esforços de compressão. Sendo que o seu valor pode ser obtido através da avaliação do rompimento de corpos de prova normatizados de concreto impostos à compressão axial. A NBR 5738 (ABNT, 2003) normatiza que para ensaios de compressão, os corpos de prova devem ser cilíndricos, possuir a altura igual ao dobro do diâmetro e ter diâmetro da base de 10 centímetros, 15 centímetros, 20 centímetros, 25 centímetros, 30 centímetros, 40 centímetros ou 45 centímetros. Carvalho e Figueiredo (2014) menciona que no Brasil se utiliza corpos de prova com diâmetros de 10 e 15 centímetros, com alturas, respectivamente, de 20 e 30 centímetros.

Conforme Souza (2003) os corpos de prova são enviados para laboratório e rompidos (FIGURA 2) aos 7 dias e aos 28 dias a fim de determinar a resistência do concreto moldado. Allen e Iano (2013) apontam em seu livro que o concreto é geralmente projetado considerando-se a resistência que alcança passados 28 dias e, caso o valor dos ensaios seja inferior ao projetado, deverão ser extraídos testemunhos dos elementos duvidosos da estrutura para que seja calculada a sua resistência, refeitas as verificações e, se necessário, o concreto deverá ser substituído.



Figura 2 – Ensaio de corpo de prova de concreto



Fonte: ALLEN; IANO (2013, p. 526).

### 2.3 Formas

Conforme Allen e Iano (2013), devido ao estado semifluido que o concreto se encontra, logo após sua mistura, para que ele seja suportado e moldado se faz necessário o emprego de formas. Essas estruturas geralmente são executadas com a utilização de madeira, metal ou plástico e deve-se atentar para alguns detalhes importantes, como: a resistência da forma, sendo que ela deve ser capaz de resistir à força e pressão imposta pelo concreto sem deformar-se excessivamente; a qualidade da superfície, visto que a superfície da estrutura de concreto armado representará a da forma e também, caso haja reentrâncias, essas podem ficar aderidas ao concreto, dificultando a desforma.

A NBR 14931 (ABNT, 2004) aponta que as formas devem ser montadas de modo que garanta a manutenção da posição determinada em projeto durante todo o período de sua utilização e que devem se apresentar estanques o suficiente para impedir a saída da pasta de cimento. Outro ponto mencionado na norma é sobre a utilização cuidadosa, quando necessário, de agentes desmoldastes, esses devem ser aplicados nas faces das formas antes de

dispostas as armaduras e seguir sempre as orientações dos fabricantes e normas, evitando o excesso ou a falta do produto.

Em relação ao reaproveitamento dos elementos constituintes das formas, a NBR 14931 (ABNT, 2004) menciona que o uso apropriado propicia a reutilização dos componentes, entretanto o uso recorrente pode alterar as características do material e prejudicar a sua capacidade resistente, devendo ser realizadas verificações quanto ao seu reaproveitamento. Allen e Iano (2013) expõem em seu livro que as formas representam uma parcela considerável do custo total da estrutura de concreto de uma obra, sendo esse um dos motivos que levaram ao desenvolvimento de estruturas pré-moldadas de concreto, produzidas em fábricas, transportadas até a obra e montada de forma semelhante às estruturas de aço.

## **2.4 Armaduras de aço**

Segundo Porto e Fernandes (2015), o aço empregado no concreto armado pode ser classificado quanto a sua categoria, superfície aderente, massa específica e módulo de elasticidade. O aço utilizado para fabricação de barras, usadas em projetos de estruturas, pode ser classificado como CA-25 e CA-50, enquanto que, os fios de aço utilizados classificam-se como CA-60. As duas primeiras letras que especificam o aço C e A referem-se a concreto armado e o numeral que as seguem indica a resistência de escoamento do aço. Em relação à classificação do aço quanto a sua superfície aderente, encontramos superfícies lisas em barras CA-25, entalhas para fios CA-60 ou com nervuras em barras CA-50, influenciando na capacidade de aderência entre os materiais aço e concreto na estrutura. Conforme Allen e Iano (2013) ainda existe a possibilidade de utilizar telas soldadas de aço para execução das lajes, resultando em menos trabalho para a equipe no canteiro de obra, visto que a montagem de uma armadura com várias barras de aço pode ser substituída por um painel que rapidamente é disposto na sua posição.

A NBR 7480 (ABNT, 2007) regulamenta que os aços empregados nas armaduras de concreto armado devem apresentar geometria homogênea e normatiza que os fios e barras devem ser fornecidos com o comprimento de 12 metros, com tolerância de mais ou menos 1 centímetro, sendo que o fornecimento com tamanho diferente desse deve ser combinado entre as partes, mantendo-se a tolerância de mais ou menos 1 centímetro.

Segundo Leonhardt e Mönning (2007) barras e fios de aço, em forma de armaduras, são associados ao concreto, para produção de elementos e sistemas estruturais, com vários propósitos. O primeiro é proporcionar resistência da peça a esforços de tração, sendo que o concreto não se apresenta suficiente quanto a essa característica. Outros objetivos do uso do aço são fazer com que as aberturas de fissuras sejam limitadas e, em alguns casos, ampliar a capacidade do elemento à compressão, aumentando a segurança de componentes comprimidos esbeltos.

Conforme Allen e Iano (2013) a escolha do diâmetro e da quantidade de barras que serão utilizadas na execução do componente estrutural se dá a partir da determinação, através de cálculos, da área de seção transversal de aço exigida pela estrutura em determinado local, do espaço disponível no elemento de concreto e do cobrimento projetado para a armadura. Sendo que a NBR 6118 (ABNT, 2014) normatiza que em elementos com seção poligonal deve-se ter pelo menos uma barra em cada vértice e nos de seção circular no mínimo 6 barras ao longo do perímetro.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) aponta que a durabilidade das estruturas de concreto armado está fortemente relacionada com a espessura e qualidade do cobrimento de concreto sobre a armadura, assim como com as características do concreto utilizado. A Tabela 1, apresenta os valores de cobrimento nominal de alguns componentes estruturais de concreto armado em diferentes áreas de agressividade ambiental.

As áreas de agressividade ambiental são classificadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) como:

- a) I- fraca agressividade, encontrada no meio rural ou submersa e com insignificante risco de deteriorar a estrutura;
- b) II- moderada agressividade, encontrada no meio urbano e com pequeno risco de deteriorar a estrutura;
- c) III- forte agressividade, encontrada em ambiente marinho ou industrial e com grande risco de deteriorar a estrutura;
- d) IV- muito forte agressividade, encontrada nos locais sujeitos a respingos de maré ou expostas a ambientes quimicamente agressivos e com elevado risco de deteriorar a estrutura.

Tabela 1 – Valores de cobrimento nominal das armaduras de aço

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

Fonte: NBR 6118 (ABNT 2014).

Quanto aos diâmetros das barras máximos e mínimos possíveis, a NBR 6118 (ABNT, 2014) normatiza que os das armaduras longitudinais não podem ser menor do que 10 milímetros nem maior a 1/8 da menor dimensão transversal e que os espaçamento da barras longitudinais, devem ser igual ou superior a 20 milímetros, o diâmetro da barra ou então, a 1,2 vezes o diâmetro do agregado graúdo. Para as armaduras transversais, os estribos, a orientação é que esses, para pilares, não possuam diâmetro menor do que 5 milímetros ou do que 1/4 do diâmetro da barra e que não sejam distribuídos com distâncias superiores a 200 milímetros ou a menor dimensão da seção.

## 2.5 Concreto Armado

O concreto armado é formado a partir da combinação de concreto com o aço, fazendo com que as propriedades e características dos elementos se combinem formando um produto resistente e de vasta possibilidade de utilização. Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), o concreto sozinho não é um elemento resistente por causa da baixa resistência apresentada aos

esforços de tração, sendo fundamental a associação com algum material que supra essa deficiência, no caso, o aço.

Allen e Iano (2013) citam em seu livro que as estruturas de concreto armado são possíveis devido à compatibilidade do material concreto com o material aço. Essa afinidade, mais especificamente, refere-se à dilatação térmica dos materiais, a aderência existente entre eles e a maneira como se comportam quimicamente. Os coeficientes de dilatação térmica do aço e do concreto são valores próximos, o que faz com que as variações de seus volumes, quando expostos a variação de temperatura, sejam também similares e não provoquem o rompimento das estruturas. Em relação ao comportamento químico dos materiais quando associados, o concreto, por ser alcalino, protege as armaduras de aço da corrosão.

Quanto à aderência dos materiais, Porto e Fernandes (2015) mencionam que ela é responsável por proporcionar a transmissão eficiente de esforços entre armadura e concreto, mecanismo fundamental para os componentes de concreto armado, e que ela pode ocorrer de três maneiras: por adesão, em consequência das ligações físico-químicas que ocorrem entre as faces dos materiais em contato; por atrito, dependendo do coeficientes de atrito ou pode ser mecânica, devido às superfícies aderentes existentes nas barras e fios de aço. A NBR 6118 (ABNT, 2014) conceitua elementos de concreto armado como sendo aqueles que, estruturalmente, dependem da aderência entre armadura e concreto.

## **2.6 Aço Estrutural**

O processo de fabricação do aço se dá através do refinamento do ferro fundido com a adição de elementos que lhe dão características específicas e desejáveis. Dentro da construção civil, o aço estrutural é o que tem maior importância devido as suas propriedades e, consequentemente, aplicações. Segundo Pfeil e Pfeil (2009) os aços estruturais podem ser divididos em dois grupos: aços-carbonos e aços de baixa liga, sendo o segundo produzido por meio da adição de elementos de liga ao aço-carbono, buscando melhorar algumas propriedades como, por exemplo, a resistência mecânica.

O estudo das propriedades do aço é de extrema importância e imprescindível para sua utilização, sendo que as propriedades mecânicas são as mais importantes dentro desse conhecimento, visto que representam, em uma análise ampla, a capacidade do aço resistir, deformar e transmitir esforços sob a ação de cargas. Dias (2008) cita em seu livro o limite de

escoamento como sendo a característica física de maior relevância na análise e dimensionamento das estruturas de aço e apresenta outras propriedades que definem o comportamento desse material como, por exemplo, a elasticidade, a ductilidade e a tenacidade.

Os aços empregados em estruturas são produzidos pelas usinas em diversas formas e por meio de diversos processos como, as barras, perfis simples e chapas que são fabricados pela laminação de peças de aço e os cabos que são obtidos pela união de fios trefilados. Para que se atenda questões do cálculo de dimensionamento das estruturas da edificação, na maioria das vezes, esses produtos de aço são associados, geralmente com a utilização de solda, de modo que formem perfis compostos por chapas laminadas ou por perfis simples (PFEIL, PFEIL, 2009).

## **2.7 Galpões**

### **2.7.1 Uso de galpões**

Galpões são construções rústicas, de acordo com Aurélio (2002). Para Pravia, et al (2010) são estruturas, predominantemente, de um único pavimento destinadas, na maioria das vezes, a atender as necessidades dos setores comercial, industrial e agrícola; com uma estrutura formada por pórticos espaçados e um sistema de cobertura superior. Na Figura 3, pode-se observar um pavilhão formado por 13 pórticos igualmente espaçados e um sistema de cobertura com terças de aço e telhamento em alumínio.

As características que fazem os galpões serem amplamente empregados, por exemplo, no setor industrial, segundo Pinho (2012) são a economia e versatilidade, para superar vãos, que a estrutura apresenta.

Figura 3 – Galpão formado pela associação de treze pórticos



Fonte: Do autor.

### 2.7.2 Dimensões de pavilhão

Para determinação das dimensões do pavilhão, segundo Pravia, et al (2010) deve ser inicialmente estabelecido, em função do uso, o volume da edificação, determinando valores de altura, largura e comprimento. Conforme Pinho (2012), o estabelecimento dessas dimensões é fundamental para determinarmos o conjunto portante do pavilhão, definido pelo tipo de seção transversal das peças estruturais e o espaçamento entre os pórticos.

De acordo com Pinho (2012), existem várias tipologias de galpões e características diferentes entre elas que tornam importante o conhecimento de cada uma para empregarmos a concepção que melhor atenda às necessidades e condições da obra. Por exemplo, um pórtico simples, simétrico, com cobertura inclinada de perfil laminado de aço pode apresentar um vão livre de 15 metros a 45 metros, uma altura de 5 metros a 12 metros e um espaçamento entre pórticos de 6 metros a 12 metros. Entretanto, essas distâncias podem ser superadas com alteração da seção transversal das peças. É o caso das vigas celulares que, pelo aumento da altura dos perfis, sem o aumento de massa linear, conseguem vencer vãos que superam 60 metros. Podemos ter ainda tipologias formadas pela adição de elementos estruturais ao sistema, como tirantes adicionados ao pórtico (FIGURA 4) para proporcionar uma maior estabilidade ou colunas entre os pilares da extremidade (FIGURA 5) para que as vigas possam

ter dimensões menores, resultando em economia na estrutura. E também, tipologias resultantes da alteração da forma geométrica das vigas dos pórticos em aço, formando, por exemplo, um elemento poligonal ou em arco como na Figura 6.

Figura 4 – Galpão com tirantes adicionados ao pórtico



Fonte: Do autor.

Figura 5 – Galpão com colunas adicionadas ao vão do pórtico



Fonte: Do autor.



Figura 6 – Pavilhão com pórticos em arco



Fonte: Do autor.

Além das tipologias tradicionais, a melhor concepção estrutural para determinado pavilhão pode estar na mistura de elementos ou sistemas estruturais de duas tipologias, buscando as características de cada uma delas que favorecem o projeto (PINHO, 2012). Na Figura 7 podemos observar estrutura de um galpão geminado com quatro meias-águas.

Figura 7 – Galpão geminado com quatro águas



Fonte: Do autor.

### 2.7.3 Elementos estruturais e não estruturais

A estrutura de uma edificação, composta por elementos estruturais, tem função de resistir às cargas impostas. Para isso, cada elemento que a compõe deve ser capaz de resistir aos esforços incidentes e transmiti-los pela estrutura até que chegar ao solo (DIAS, 2008).

A estrutura de um pavilhão é formada pela associação de pórticos, segundo Pfeil e Pfeil (2009) os pórticos são constituídos pela combinação de elementos estruturais lineares denominados hastes. Nos galpões, os pórticos podem ser formados pela união de pilares com um sistema de elementos estruturais treliçados, ou então, pela associação de pilares e vigas. Segundo Dias (2008) pilares são elementos estruturais sujeitos a compressão axial, enquanto que as vigas, de acordo com Pfeil e Pfeil (2009), estão sujeitas, basicamente, a cargas transversais que produzem momentos fletores e esforços cortantes.

Outra estrutura que, dependendo do tipo de ligação executada, deve estar presente nos pórticos é o contraventamento (FIGURA 8). Esse elemento proporciona rigidez lateral ao sistema, resistindo às ações horizontais e pode ser composto por paredes de cisalhamento ou uma subestrutura treliçada (PFEIL; PFEIL, 2009).

Figura 8 – Contraventamento em pórtico de madeira



Fonte: Do autor.

Além dos elementos estruturais, os galpões apresentam ainda elementos construtivos, como o sistema de cobertura, composto por terças e telhas e, caso houver, vedação lateral,

executada geralmente em alvenaria, painéis pré-moldados de concreto ou chapas de aço. Esses elementos devem ser considerados na análise estrutural da edificação, não por cumprirem função de resistir a esforços, mas por representarem cargas, devido ao peso próprio ou ação do vento, que deverão ser suportadas pela estrutura NBR 8681 (ABNT, 2003).

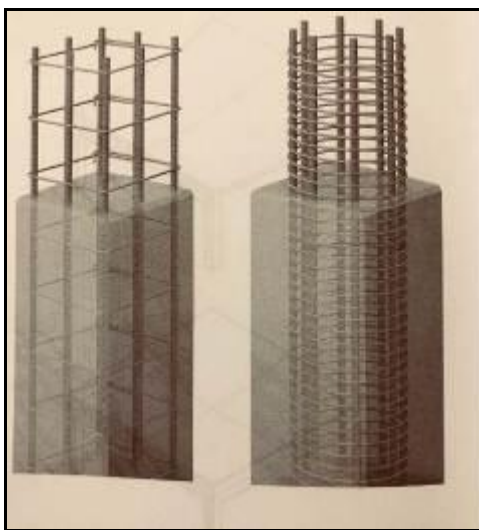
## **2.7.4 Galpões com estruturas de concreto**

### **2.7.4.1 Tipos de seção transversal**

A execução de pilares e vigas de concreto armado é realizada com a utilização de formas que definem as suas dimensões. Os pilares, geralmente, apresentam seção retangular (FIGURA 9), mas podemos ter elementos cilíndricos (FIGURA 9) ou com seções formadas pela associação de retângulos como, por exemplo, os pilares pré-fabricados em H (SOUZA 2003).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que, salvo casos especiais, nenhum pilar pode ter dimensões da seção transversal menor do que 19 cm e que as vigas devem apresentar largura igual ou superior a 12 cm, sendo admitido, em casos excepcionais e considerando as condições necessárias, que a largura da viga seja de no mínimo 10 cm.

Figura 9 – Pilares de seção retangular e circular



Fonte: ALLEN; IANO (2013, p. 542).

#### 2.7.4.2 Tipos de ligações entre os elementos estruturais

Nas estruturas de concreto armado, as ligações, ou condições de apoios, entre os componentes estruturais podem ocorrer, conforme Leonhardt e Mönnig (2007), com apoios livre à rotação ou engastados. Elementos em viga, por exemplo, dispostos sobre outros elementos, sem o emprego de armaduras de ligação formam uma vinculação apoiada e livre à rotação. Porém, quando os componentes estruturais formam estruturas monolíticas, com a utilização de armaduras para ligação, ou quando há carregamento sobre as peças apoiadas, admite-se o engastamento. No primeiro caso o engaste é considerado forte, enquanto que no segundo ocorre um engastamento pequeno e que, geralmente, não necessita ser considerado nos cálculos dos esforços na estrutura.

Conforme Souza (2003), quando se produz as peças estruturais em obra temos estruturas monolíticas devido a união dos moldes, cruzamento das armaduras e lançamento de concreto ao conjunto pilar-viga, por exemplo, como mostrado na Figura 10. Já os pilares de concreto pré-moldado, são projetados com apoios em sua face, denominados mísulas, que possibilitarão a conexão entre viga e pilar (FIGURA 11). Além do simples apoio entre as peças, há a possibilidade de utilizar barras ou parafusos fixados nos pilares para serem encaixados em furos projetados nas vigas.

Figura 10 – Produção de estrutura monolítica de concreto armado



Fonte: Do autor.

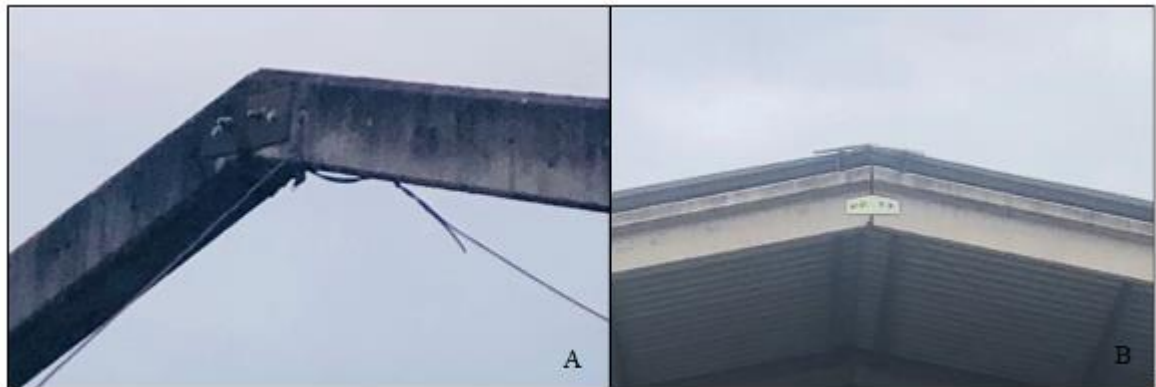
Figura 11 – Estruturas de concreto ligadas por apoio das peças



Fonte: Do autor.

Para ligações entre elementos de vigas pré-moldadas, observa-se, em muitas estruturas de galpões, o emprego de chapas e parafusos de aço para realizar a conexão entre as peças, como mostrado nas figuras 12-a e 12-b.

Figura 12– a) Conexão entre elementos de viga; b) Conexão entre vigas do pórtico



Fonte: Do autor.

## 2.7.5 Galpões com estruturas de aço

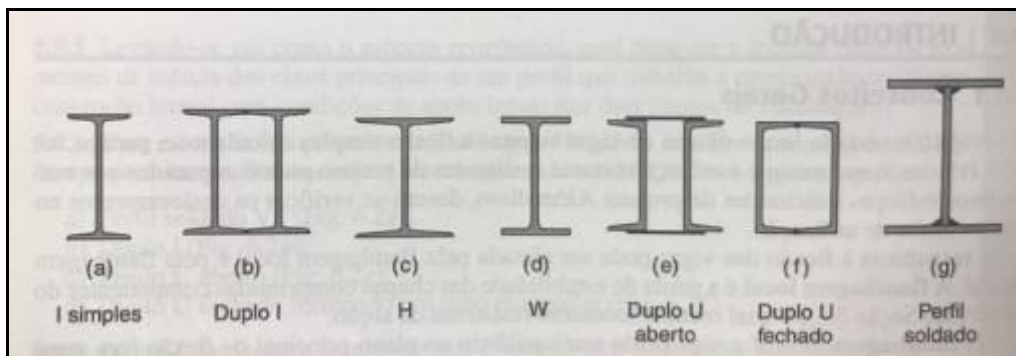
### 2.7.5.1 Tipos de seção transversal

Os componentes estruturais lineares em aço, através da associação de perfis ou perfis e chapas, podem apresentar uma grande diversidade de configurações geométricas em suas



seções como mostrado na Figura 13. Nas vigas, os perfis tipo I (FIGURA 14) e tipo U são os mais empregados, entretanto vigas e pilares de aço podem assumir seções cilíndricas, seções constituídas por barras formando quadros rigidamente unidos ou compondo treliças, entre outras (DIAS, 2008). Pfeil e Pfeil (2009) classifica como peças de seção múltipla os elementos estruturais formados a partir da combinação de barras, chapas ou de outras peças igualmente espaçadas.

Figura 13 – Tipos de seções de componentes estruturais de aço



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 154).

Figura 14 – vigas e pilares de aço com seção do tipo I



Fonte: Do autor.

### 2.7.5.2 Tipos de ligações entre os elementos estruturais

Conforme Pfeil e Pfeil (2009), para associação de elementos estruturais lineares em aço formando pórticos, podemos ter, em relação à rigidez, dois tipos de ligações: as rígidas e as flexíveis. As primeiras proporcionam resistência ao sistema estrutural tanto para ações de cargas verticais, quanto para ações de cargas horizontais, enquanto que as flexíveis necessitam da associação de subestruturas, conhecidas como contraventamentos, para dar

estabilidade horizontal à estrutura do pórtico, como podemos observar na Figura 15 onde os pilares treliçados de um pavilhão estão ligados nas vigas, também formada por sistema de treliça, através da solda da alma dos elementos do tipo U que os compõem. Essa ligação, permite a rotação da viga em relação ao pilar e para que isso não ocorra são adicionados à estrutura elementos de contraventamento (FIGURA 16).

Figura 15 – Contraventamento em X



Fonte: Do autor.

Segundo Dias (2008), as ligações rígidas impedem que haja rotação relativa entre os elementos conectados, garantindo a transmissão de esforços devido à força normal, cortante e momento flertor entre eles. Já nas ligações flexíveis, verifica-se que a rotação é permitida, transmitindo apenas esforços normais e cortantes entre as peças.

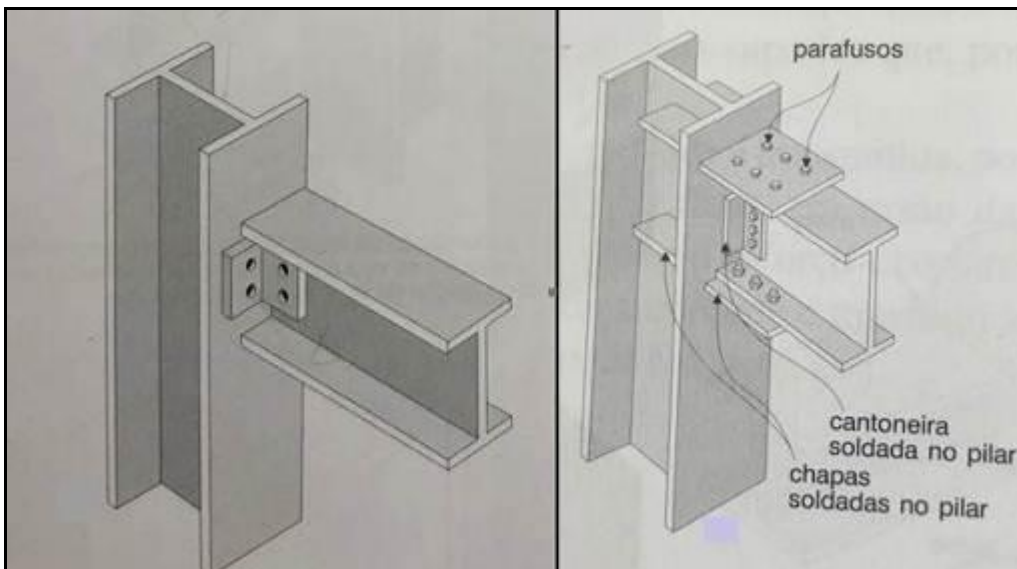
No sistema estrutural em pórtico de aço, presente em galpões, podemos encontrar ligações entre os elementos de colunas e vigas executadas com dupla cantoneira de alma (Figura 17-a). Essa ligação, segundo Pfeil e Pfeil (2009), é classificada como flexível. Entretanto, com a associação de um elemento que impeça a rotação relativa entre viga e coluna, obtemos uma conexão rígida; é o caso da ligação com dupla cantoneira de alma e chapas de transpasse (Figura 17-b) (PFEIL; PFEIL, 2009).

Figura 16 – Ligação entre pilar e viga de pórtico



Fonte: Do autor.

Figura 17 – a) Ligação com dupla cantoneira b) Ligação com cantoneiras e chapas

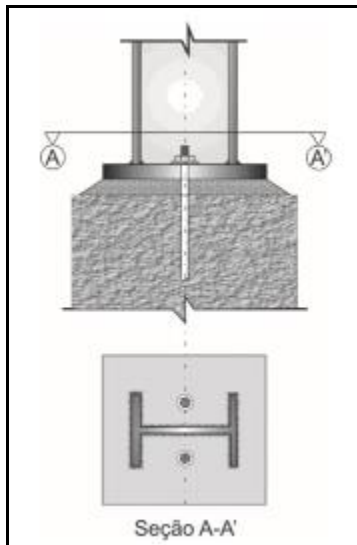


Fonte: DIAS (2008, p. 111,120).

Outra possibilidade de efetuar ligação flexível, conforme Dias (2008) se dá com a utilização de parafusos e chapas de conexão, utilizada, por exemplo, para conectar as peças de contraventamento ou executar sistemas treliçados. Na ligação entre pilares do pórtico e blocos de concreto de fundações, também há a possibilidade de executar ligações flexíveis com o emprego de uma placa soldada na base do pilar e de chumbadores bem próximos ao centro de rotação da peça (Figura 18).



Figura 18 – Ligação flexível entre pilar e bloco



Fonte: PRAVIA; et al (2010, p.55).

Para conexões rígidas, as ligações entre colunas e vigas, podem ser executadas utilizando parafusos e várias chapas de aço associadas de forma que restrinjam a rotação de um elemento em relação a outro; e também, soldando colunas e vigas pelas mesas e pelas almas. Para as colunas do pórtico, uma das formas de garantir a rigidez da ligação entre coluna-bloco de fundação é afastando ao máximo os chumbadores na base (DIAS, 2008). A Figura 19 representa uma ligação rígida entre o pilar de uma estrutura com o bloco de fundação.

Além da classificação em relação à rigidez, as conexões entre elementos estruturais de aço podem ser também categorizadas, segundo Pfeil e Pfeil (2009), quanto ao tipo de solicitações que estabelecem aos conectores. Utilizando parafusos como elementos de conexão, podemos ter ligações sujeita à tração, ao corte ou impostas a esforços cortante e de tração combinados (DIAS, 2008).

Figura 19 – Ligação rígida entre pilar e bloco de fundação



Fonte: Do autor.

## 2.8 Ações na estrutura

Para dimensionar a estrutura é fundamental que sejam determinadas as ações atuantes, ou seja, as causas que provocam esforços ou deformações na estrutura, designadas pela NBR 8681 (ABNT, 2003) respectivamente como ações diretas e indiretas. A norma classifica as ações em três categorias, de acordo com sua variabilidade no tempo: as ações permanentes, as variáveis e as excepcionais, essa classificação permite o estabelecimento de regras de combinação entre ações e a identificação de estados limites últimos e de serviços.

As principais cargas que atuam sobre a estrutura dos galpões são o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos construtivos, instalações permanentes, cargas resultantes de instalações elétricas, hidráulicas ou de isolamento térmico na cobertura e a carga representada pela força do vento (PRAVIA; et al, 2009).

Um exemplo de instalação permanente que ocorre geralmente em galpões é a ponte rolante, utilizada para movimentação de cargas no seu interior. Esse dispositivo gera esforços verticais e horizontais consideráveis sobre a estrutura e deve ser considerado na fase de projeto.

### **2.8.1 Ações Permanentes**

São ações permanentes aquelas que permanecem constantes, pouco variáveis ou que aumentam ao longo do tempo até atingir um limite constante (ARAÚJO, 2010).

A NBR 8681 (ABNT, 2003) subdivide essa categoria em diretas e indiretas. As ações permanentes diretas são compostas pelo peso dos elementos da construção, incluindo-se o peso da estrutura e dos elementos permanentes, inclusive equipamentos fixos ou o empuxo causado pelo peso de terras não removíveis. As ações permanentes indiretas são compostas pela protensão, recalques de apoio e retração de materiais.

### **2.8.2 Ações variáveis de uso**

As ações variáveis abrangem cargas acidentais incidentes nas construções, como por exemplo, do peso de pessoas ou veículos no interior da edificação, de forças de frenação, impacto ou centrífuga, efeitos do vento (descrito no item 2.8.3), de pressões hidrostáticas ou hidrodinâmicas. São classificadas como ações variáveis normais ou ações variáveis especiais de acordo com a probabilidade de ocorrência durante a vida da construção. As ações variáveis normais englobam as que possuem grande probabilidade de ocorrência, a ponto de serem obrigatoriamente consideradas. As possíveis ações oriundas de atividades sísmicas, acidentes naturais ou de intensidade especial também devem ser consideradas como ações variáveis, mas são definidas especificadamente para cada situação, por isso são categorizadas como ações variáveis especiais NBR 8681 (ABNT, 2003).

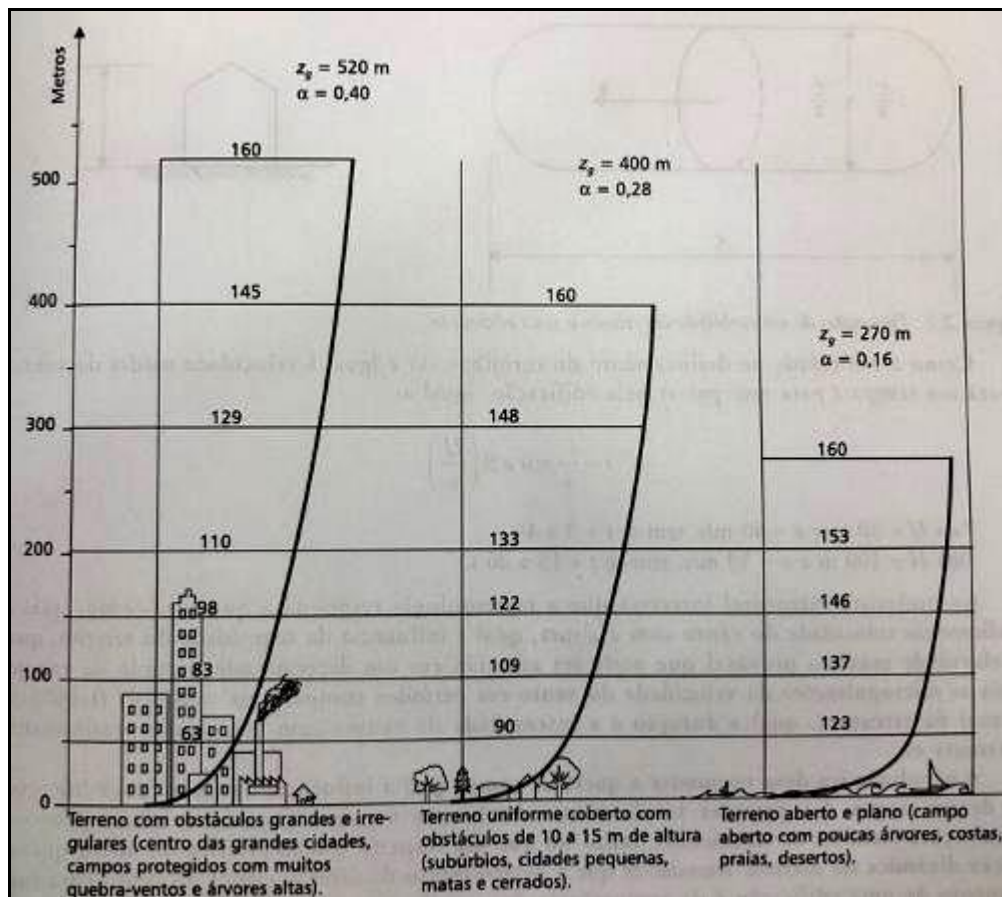
### **2.8.3 Ações variáveis devido ao vento**

Com o aumento da diversidade de configurações estruturais e maior qualidade e resistência dos materiais tradicionalmente utilizados para executá-las como o concreto e o aço, as estruturas tornaram-se mais esbeltas e flexíveis. Essa evolução provocou um aumento de acidentes relacionados à ação do vento nas edificações, visto que anteriormente as estruturas se apresentavam mais rígidas e com peso próprio maior (PITTA, 2015).

A determinação das características particulares do vento em determinada região é importante para o desenvolvimento de projetos que proporcionem uma ventilação eficaz, tornando as edificações termicamente confortáveis, sem o emprego de equipamentos, e

salubres. Entretanto, a engenharia estrutural está interessada na análise das velocidades médias e máximas do vento e condições que as influenciam como, por exemplo, condições de topografia, rugosidade ou obstáculos que a superfície do terreno apresenta (FIGURA 20), variação de temperatura e altura (PITTA, 2015).

Figura 20 – Perfis de velocidade do vento de acordo com a rugosidade do terreno

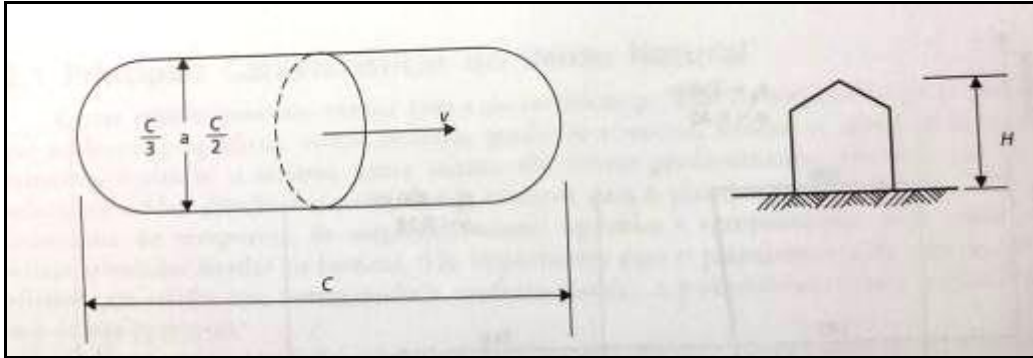


Fonte: PITTA (2015, p.9).

No estudo das velocidades do vento, as rajadas são as que exigirão maior resistência da estrutura, dado que possuem velocidades acima da velocidade média. Na determinação das ações devido ao vento sobre a estrutura, as rajadas são consideradas fazendo-se uma equivalência a ações estáticas, enquanto que a velocidade média representa ações dinâmicas. Os efeitos que as rajadas provocam estão ligados a sua velocidade, tempo de duração, dimensão do turbilhão e aerodinâmica da edificação. O tamanho do comprimento de um turbilhão deve ser três vezes maior do que a altura ou largura da edificação, como apresentado na Figura 21, o que faz com que grandes construções sejam afetadas apenas por turbilhões de grande dimensão e que apresentem velocidade média menor. Contudo, nas edificações em que

o sistema estrutural permite que os elementos que o compõem trabalhem de forma isolada, pequenos turbilhões e com alta velocidades podem agir de forma efetiva (PITTA, 2015).

Figura 21 – Dimensão de um turbilhão em relação a edificação atingida



Fonte: PITTA (2015, p.10).

A NBR 6123 (ABNT, 1988) apresenta conceitos relacionados às ações do vento em edificações e normatiza os fatores que devem ser consideradas para os fins de cálculo. São variáveis apontadas na norma como necessárias para determinar as ações do vento.

Em relação à velocidade básica do vento a NBR 6123 (ABNT, 1988, p.5) define como sendo “A velocidade básica do vento,  $V_0$  é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”. E apresenta o gráfico das isopletras da velocidade básica do Brasil (FIGURA 22).

Quanto à velocidade característica Pitta (2015) menciona que essa é a velocidade que será imposta a edificação em questão, e é influenciada por fatores topográficos, rugosidade da superfície do terreno, altura e dimensões da edificação. Podendo ser determinada pela Equação 1.

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Onde:

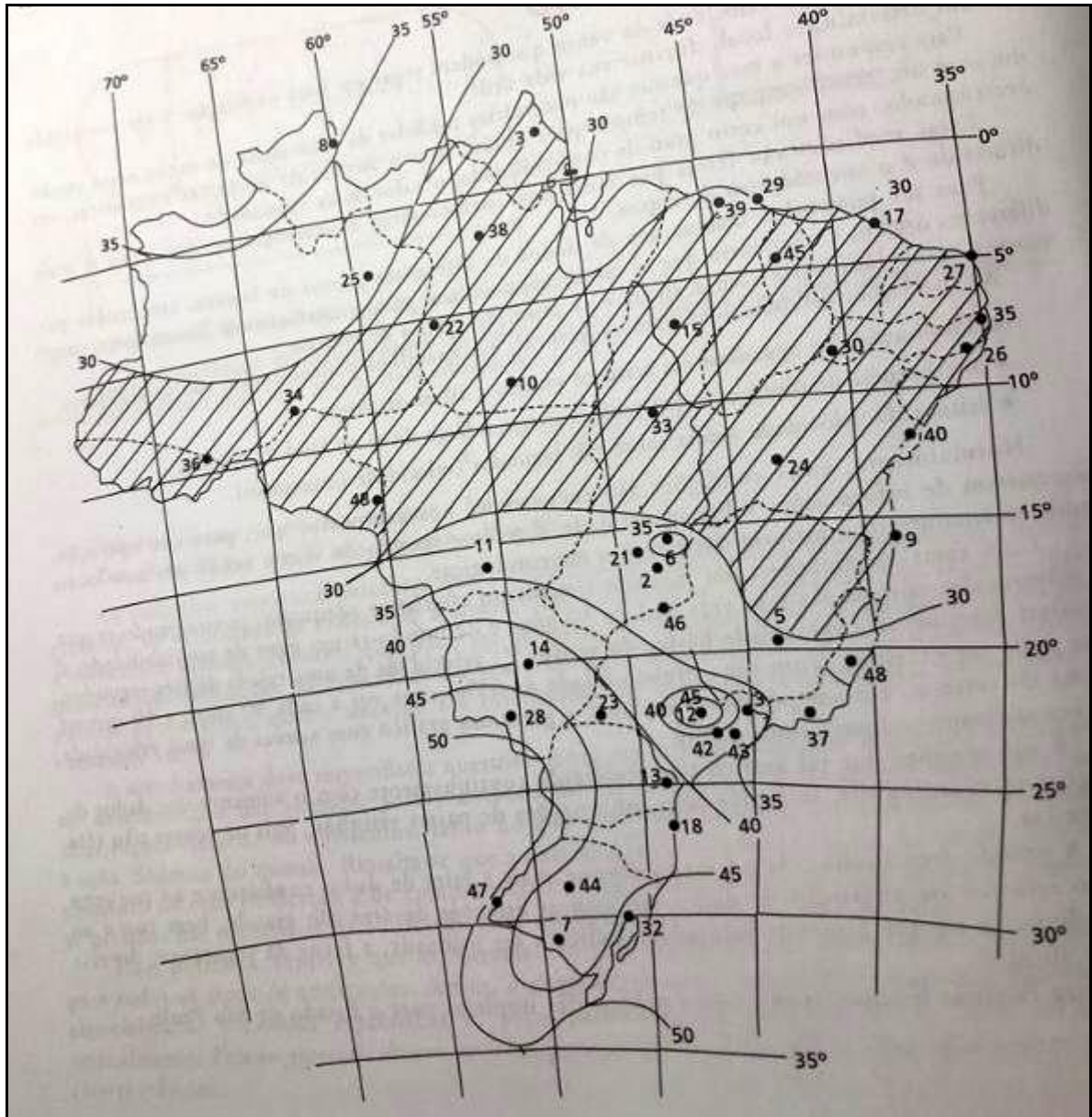
$V_0$ - representa a velocidade básica do vento no local de acordo com a Figura 22 (isopletras), em m/s;

$S_1$  - corresponde ao fator topográfico para situações de morro e talude deve ser verificado na NBR 6123 (ABNT,1988), adimensional;

$S_2$  - considera efeitos ponderados da rugosidade, da altura da edificação e suas dimensões de acordo com Figura 23, adimensional;

$S_3$  - é o fator estatístico que representa considerações sobre o tempo de vida útil e grau de segurança exigido da estrutura de acordo com a Figura 24, adimensional.

Figura 22 – Isopletas da velocidade básica  $V_0$ (m/s) do Brasil



Fonte: ABNT (1988).



Figura 23 – Valores de  $S_2$ 

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT (1988).

Figura 24 – Fator estatístico  $S_3$ 

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiro e de forças de segurança, centrais de comunicação etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para o comércio e indústria com alto índice de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo índice de ocupação (depósitos, silos, construções rurais etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante construção.	0,83

Fonte: ABNT (1988).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) a pressão dinâmica é formulada pela Equação 2.

$$q_A = 0,613 \cdot V k^2 \quad (2)$$

Onde:

$q_A$  – pressão dinâmica, em N/m<sup>2</sup>;

$V_k$  – velocidade característica, em m/s.

A partir da pressão dinâmica pode ser definida a força do vento sobre a edificação que, de uma forma genérica, é dada segundo a Equação 3.

$$F_v = c \cdot q \cdot A \quad (3)$$

Onde:

$F_v$  – força do vento, N;

$c$  – coeficiente aerodinâmico, dependente do tipo de análise proposta que deve ser verificado na NBR 6123 (ABNT, 1988), adimensional;

$q$  – pressão dinâmica, em N/m<sup>2</sup>;

$A$  – área frontal de incidência do vento, em m<sup>2</sup>.

#### 2.8.4 Ações excepcionais

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 3) define as ações excepcionais como “as decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais”. Esses eventos costumam ter curta duração e reduzida probabilidade de ocorrência, particularidades que justificam a adoção da nomenclatura da categoria.

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas. (NBR 6118, 2014, p. 63).

#### 2.8.5 Combinação de ações

Após a análise e determinação de todas as ações possíveis na estrutura, é necessário combinar as ações para então definir os carregamentos, ou seja, a combinação das ações que tem possibilidade de atuar simultaneamente sobre a estrutura durante um período determinado (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).



A NBR 8681 (ABNT, 2003) normatiza a necessidade de verificar todas as combinações possíveis para cada tipo de carregamento, considerando os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, dessa forma será estabelecido nível de segurança quanto aos estados limites.

## **2.9 Estados limites**

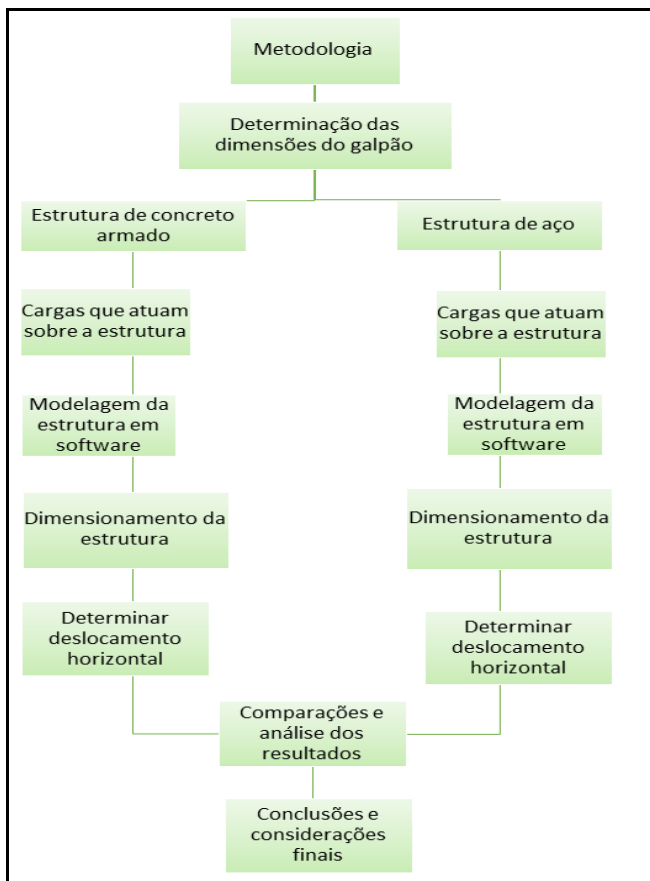
Os estados limites de uma estrutura representam condições de uso e ruína da estrutura e devem ser verificados para o dimensionamento estrutural. “O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites últimos e de serviço” NBR 6118(ABNT, 2014, p.81).

Estado limite de serviço está relacionado com as condições de uso da estrutura influenciando na durabilidade da estrutura e conforto dos usuários. Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 4) estado limite último é o “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.”.

### 3 METODOLOGIA

O presente trabalho será baseado na comparação do pórtico principal de um pavilhão hipotético com os elementos que compõem o sistema estrutural de concreto armado, com outro, com elementos de aço. A partir dessas considerações o trabalho se desenvolverá conforme as etapas apresentadas no esquema da Figura 25, as quais estão descritas nos itens subsequentes.

Figura 25 – Esquema das etapas do trabalho



Fonte: elaborado pelo autor.

### 3.1 Determinação das características dos galpões

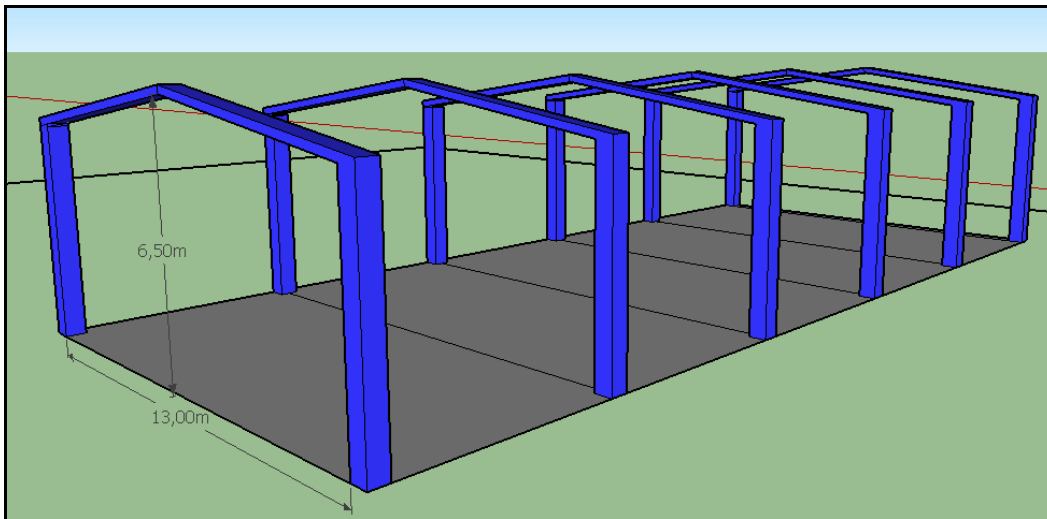
A determinação das características do pórtico em estudo partiu da análise da bibliografia existente sobre galpões e pavilhões industriais em conjunto com observações em campo dos tipos mais executados.

#### 3.1.1 Dimensões

Em relação às dimensões, buscou-se uma distância entre vãos e altura que possibilitem a utilização da edificação para o maior número de atividades possíveis, é também por esse motivo que não foram adicionadas à estrutura principal do pórtico nenhum outro elemento estrutural, como coluna central ou tirantes, que poderiam representar limitações ao pavilhão.

O pórtico do pavilhão dimensionado apresenta uma estrutura simples e simétrica com vão livre de 13 metros, altura central de 6,5 metros, inclinação da cobertura de aproximadamente 10° e comprimento de 30 metros, sendo o espaçamento entre pórticos igual a 6 metros, como apresentado na Figura 26.

Figura 26 – Vista frontal do pórtico simples e simétrico a ser estudado



Fonte: Autor (2018)

#### 3.1.2 Materiais

A escolha por comparar sistema estrutural de pórtico em aço com sistema em concreto se dá pelo fato de serem esses os dois materiais mais empregados para esse tipo de edificação

e, principalmente, por que existem muitas variáveis construtivas entre eles. O sistema de cobertura será composto por terças de aço e telhamento em alumínio para ambas as estruturas.

### 3.1.3 Cobertura

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), a estrutura de cobertura deve apresentar inclinação de, no mínimo, 3% para evitar o acúmulo de água sobre a estrutura. A telha utilizada é a telha trapezoidal nervurada por ser recomendada para grandes coberturas e fechamentos laterais, facilita o escoamento pluvial.

### 3.2 Determinação das cargas que atuam na estrutura

A determinação das cargas que atuam na estrutura foi realizada com o auxílio da NBR 6120 (ABNT, 1980) que apresenta os valores de peso específico aparente dos materiais de construção e valores mínimos de cargas uniformemente distribuídas e referente ao uso que devem ser utilizadas no projeto das edificações.

No caso do pavilhão em estudo, a única carga de uso que foi considerada no dimensionamento é a carga vertical distribuída de 0,25 kN/m<sup>2</sup>, sugerida pela NBR 8800 (ABNT, 2008) e atuante sobre os elementos da cobertura. Visto que a edificação é de um único pavimento, sem patamar superior para armazenamento de materiais nem estrutura de forro. Logo, as cargas permanentes que foram consideradas são as provenientes do peso próprio dos elementos estruturais e do sistema de cobertura empregado. A Tabela 2 apresenta os valores do peso específico de alguns materiais de construção.

Tabela 2 – Peso específico de materiais de construção

PESO ESPECÍFICO DOS MATERIAS DE CONSTRUÇÃO	
Material	PESO ESPECÍFICO APARENTE
Concreto Armado	25 kN/m <sup>3</sup>
Aço	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Alumínio e Ligas	28 kN/m <sup>3</sup>
Zinco	72 kN/m <sup>3</sup>

Fonte: adaptado NBR 6120 (ABNT, 1980).

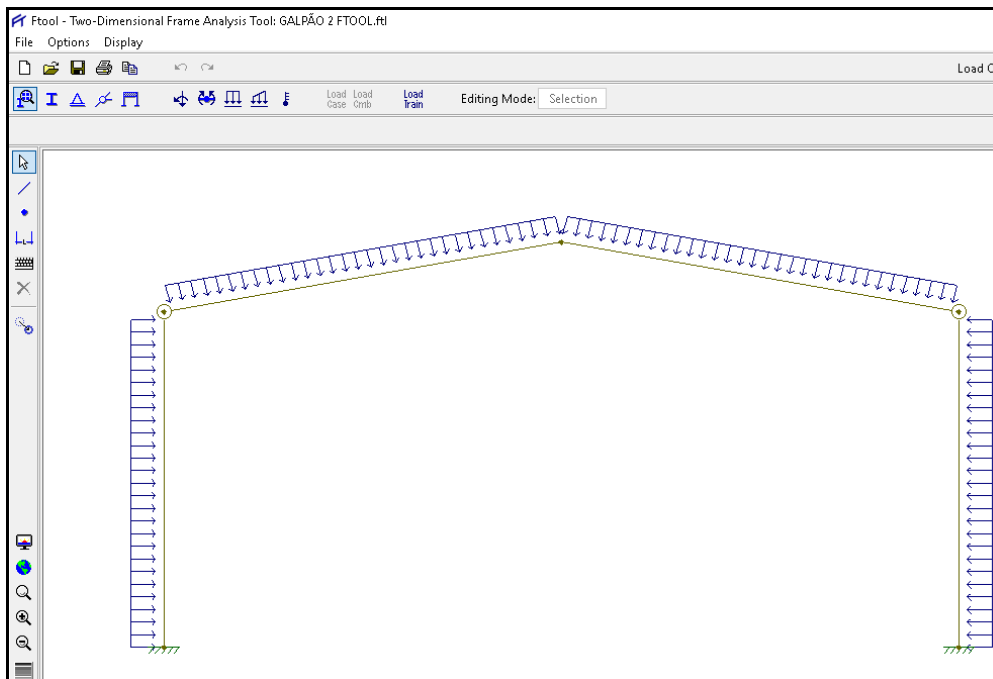
As cargas devido ao vento que atuam na estrutura foram definidas levando em consideração a velocidade do básica do vento na localidade, a topografia do terreno em torno da edificação, a rugosidade do terreno, o grau de segurança da edificação e parâmetros de forma como é normatizado na NBR 6123 (ABNT, 1988). Para a obtenção das forças foi utilizado o *software* Visual Ventos como apoio.

Para determinar o carregamento sobre os elementos do sistema estrutural foi utilizada a NBR 8681 (ABNT, 2003) que os determina através da combinação das ações atuantes sobre a estrutura com as devidas considerações a serem feitas visando o conforto e segurança da edificação.

### 3.3 Determinação dos esforços solicitantes na estrutura

A análise da estrutura se dará com a modelagem da estrutura no *software* Ftool, para o sistema estrutural em aço e em concreto armado. Nessa etapa foram definidas as ligações entre os componentes estruturais; os parâmetros dos materiais como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson. A Figura 27 mostra o exemplo de uma estrutura hipotética, em forma de pórtico, com carregamento previamente definido modela no *software* Ftool.

Figura 27 – Exemplo de modelagem de estrutura no *software* Ftool



Fonte: elaborado pelo autor.

### **3.4 Dimensionamento**

O dimensionamento dos elementos estruturais do sistema estrutural de pórtico em aço foi realizado com a utilização da NBR 8800 (ABNT, 2008) que determina, através da verificação dos estados-limites, as condições básicas que devem ser atendidas nos projetos de estruturas de aço.

Para o sistema estrutural em concreto armado, o dimensionamento foi realizado com o auxílio de *software* livre específico para pilares e planilhas Excel baseados na norma para projeto de estruturas de concreto a NBR 6118 (ABNT, 2014).

### **3.5 Determinação dos deslocamentos horizontais na estrutura**

Os deslocamentos horizontais a serem estudados foram, mais especificadamente, os resultantes da ação da carga de vento sobre os dois modelos. A determinação dos valores de deslocamento horizontal foi realizada utilizando o *software* Ftool.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O dimensionamento estrutural foi iniciado com a adoção de uma geometria para os elementos e com a determinação das ações atuantes sobre a estrutura. As ações foram divididas em permanente e variáveis, conforme norma e bibliografias, e, em um primeiro momento, foram exploradas separadamente.

Com relação as ações variáveis, foi feito um estudo da ação do vento na edificação, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), a fim de analisar as combinações e obter os respectivos carregamentos sobre os elementos estruturais. A velocidade característica do vento e a pressão interna foram calculadas segundo orientações, tabelas e equações presentes na NBR 6123 (ABNT, 1988), já apresentadas no item 2.8.3 do presente trabalho. Para obtenção dos demais parâmetros, foi utilizado o *software* livre Visual Ventos, dentre eles estão os coeficientes aerodinâmicos de pressão interna e externa, pressão do vento, distribuição da força do vento.

Ainda referente as ações variáveis, seguindo determinações da NBR 8800 (ABNT, 2008), foi determinada a ação de sobrecarga na estrutura. Em relação as ações permanentes atuantes, as mesmas foram determinadas com base em bibliografias existentes que trazem recomendações de valores do peso por área de elementos estruturais e não estruturais.

Após esses levantamentos foram realizadas combinações de carregamento, previstas na NBR 8681 (ABNT, 2003), que foram particularizadas conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) e a NBR 6118 (ABNT, 2014) que normatizam o dimensionamento de estruturas de aço e concreto, respectivamente. Com o objetivo de determinar a combinação de cargas que resulte em maior solicitação na estrutura, após obtenção dos resultados da combinação, as cargas resultantes foram adicionadas a estrutura do pórtico modelada no *software* Ftool, o

qual realizou a análise estrutural, como será apresentado nos itens a seguir, determinando os esforços solicitantes nos elementos das estruturas e os deslocamentos horizontal e vertical.

Por fim, através de determinações, parâmetros e equações previstas nas NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 6118 (ABNT, 2014) foram calculadas as capacidades resistentes dos elementos estruturais e também realizadas as verificações dos mesmos, processo que compara a capacidade resistente calculada do elemento com a solicitação imposta, obtida anteriormente, com auxílio do *software* Ftool.

#### 4.1 Ações permanentes

As ações permanentes, conceituadas no item 2.8.1, foram divididas em duas partes: ações comuns, resultante do peso dos elementos não estruturais e considerados os mesmos para as duas estruturas, e ações resultantes do peso próprio dos elementos estruturais de cada uma delas.

##### 4.1.1 Elementos comuns

Os elementos de cobertura foram considerados iguais para os dois galpões dimensionados e seus valores foram obtidos através de bibliografias que trazem recomendações em relação ao valor do peso desses elementos para utilizações na análise e dimensionamento de estruturas. A Tabela 3 apresenta esses valores.

Tabela 3 – Peso dos elementos de cobertura

Elementos	Peso Considerado (kN/m <sup>2</sup> )
Telhas	0,10
Contravetamentos	0,05
Terças e Tirantes	0,10

Fonte: adaptada pelo autor com base em Pravia, et al. (2010).

##### 4.1.2 Elementos estruturais em aço

A estrutura em aço foi dimensionada utilizando, tanto para pilares como para as vigas, o perfil W310 x 38,7, e o seu peso com valor de 38,7 kN/m foi obtido através de consulta a tabelas disponibilizadas por fornecedores.



### 4.1.3 Elementos estruturais de concreto

Os pesos próprios dos elementos estruturais em concreto armado foram obtidos com base nas dimensões das peças e peso específico do material, conforme Equações 4 e 5.

$$P_{\text{pilar}} = \frac{\text{Área} \cdot l_{\text{pilar}} \cdot \gamma_c}{\frac{l_{\text{vão}}}{2}} = \frac{0,08 \cdot 5,35 \cdot 25}{6,5} = 1,64 \text{ kN/m} \quad (4)$$

Onde:

$P_{\text{pilar}}$  – peso do pilar por metro de cobertura, kN/m;

Área – área da seção transversal do elemento, m;

$l_{\text{pilar}}$  – comprimento do pilar, m;

$l_{\text{vão}}$  – comprimento do vão entre pilares, m;

$\gamma_c$  – peso específico do concreto.

$$P_{\text{viga}} = \text{Área} \cdot \gamma_c = (0,20 \cdot 0,40) \cdot \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 2,0 \text{ kN/m} \quad (5)$$

Onde:

$P_{\text{viga}}$  – peso da viga por metro de cobertura, kN/m;

## 4.2 Ações variáveis

As ações variáveis sobre as duas estruturas, para fins de comparação de desempenho, foram consideradas as mesmas e são apresentadas a seguir.

### 4.2.1 Sobrecarga na cobertura

Conforme determinação da NBR 8800 (ABNT, 2008), foi considerada uma sobrecarga mínima na cobertura de 0,25 kN/m<sup>2</sup>. Considerando o espaçamento entre pórticos igual a 6 metros, e verificando a condição de um pórtico intermediário, a carga sobre este pórtico corresponde a 1,5 kN/m.

#### 4.2.2 Ação do vento

O cálculo das ações do vento sobre os pórticos foi realizado conforme as determinações, tabelas e equações da NBR 6123 (ABNT, 1988), já expostas anteriormente no item 2.8.3. Os valores obtidos foram são apresentados a seguir.

A velocidade característica do vento imposta à edificação, determinada conforme Equação 1, tendo sido escolhida uma velocidade básica de 45 m/s comum a boa parte do estado do Rio Grande do Sul.

$$V_K = 45 \cdot (1) \cdot (0,83) \cdot 1$$

$$V_K = 37,35 \text{ m/s}$$

Em seguida, a pressão dinâmica do vento, determinada conforme Equação 2.

$$q_A = 0,613 \cdot (37,35)$$

$$q_A = 855,15 \text{ N/m}^2$$

Considerando que a cada pórtico intermediário do pavilhão é imposta a pressão dinâmica exercida nas áreas que cobrem metade do vão de cada um dos lados, distribuiu-se a mesma por um comprimento de 6 metros, como demonstrado na Equação 6.

$$q = q_A \cdot l_{dist} \tag{6}$$

$$q = 855,15 \cdot 6 = 5131 \text{ N/m}$$

$$q = 5,13 \text{ kN/m}$$

Onde:

q – pressão dinâmica, em kN/m;

$l_{dist}$  – distância de distribuição da pressão dinâmica.

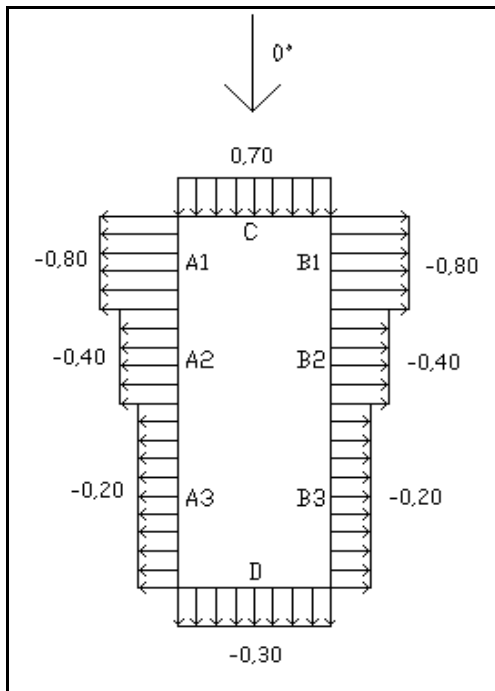
Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos de pressão interna e externa, assim como para determinação dos valores das combinações de carregamentos foi utilizado o *software* livre Visual Ventos.

Para inclusão da estrutura no *software*, foi necessário, inicialmente, fornecer às seguintes informações do modelo ao programa:

- a) dimensões: 13 x 30m;
- b) altura: 6,5 m;
- c) distância entre pórticos: 6 m;
- d) variáveis relacionadas a velocidade característica:  $V_o$ ,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ;
- e) coeficientes de pressão interna e externa:  $C_{pi} +0,2$  e  $C_{pe} -0,3$ .

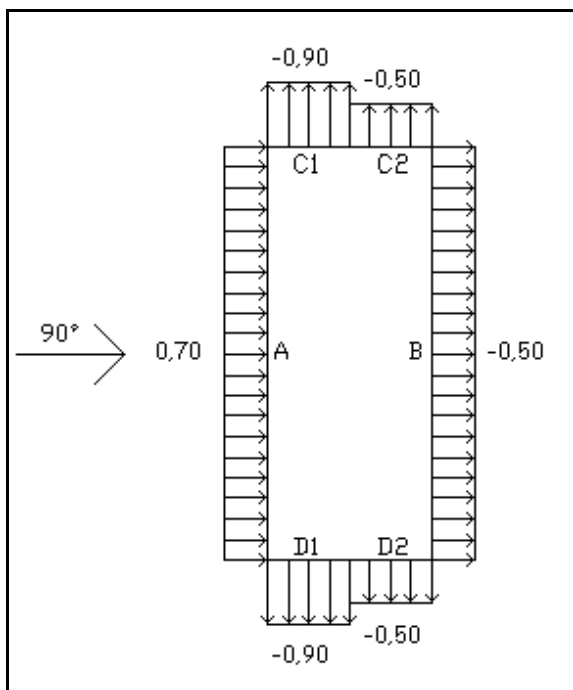
Os valores de coeficientes aerodinâmicos de pressão interna e externa, obtidos através do *software* são apresentados nas Figuras 28 a 31.

Figura 28 – Coeficientes aerodinâmicos das paredes - vento  $0^\circ$



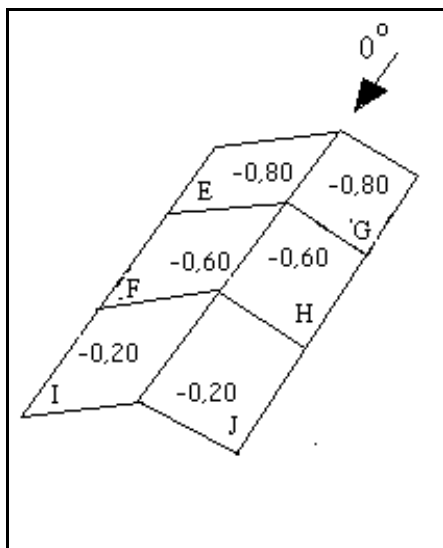
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 29 - Coeficientes aerodinâmicos das paredes - vento 90°



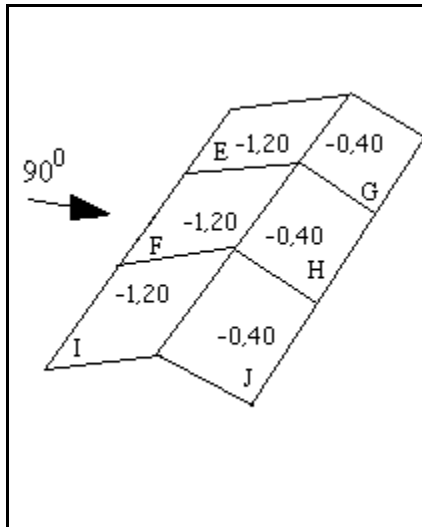
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 30 – Coeficientes aerodinâmicos na cobertura - vento 0°



Fonte: elaborado pelo autor.

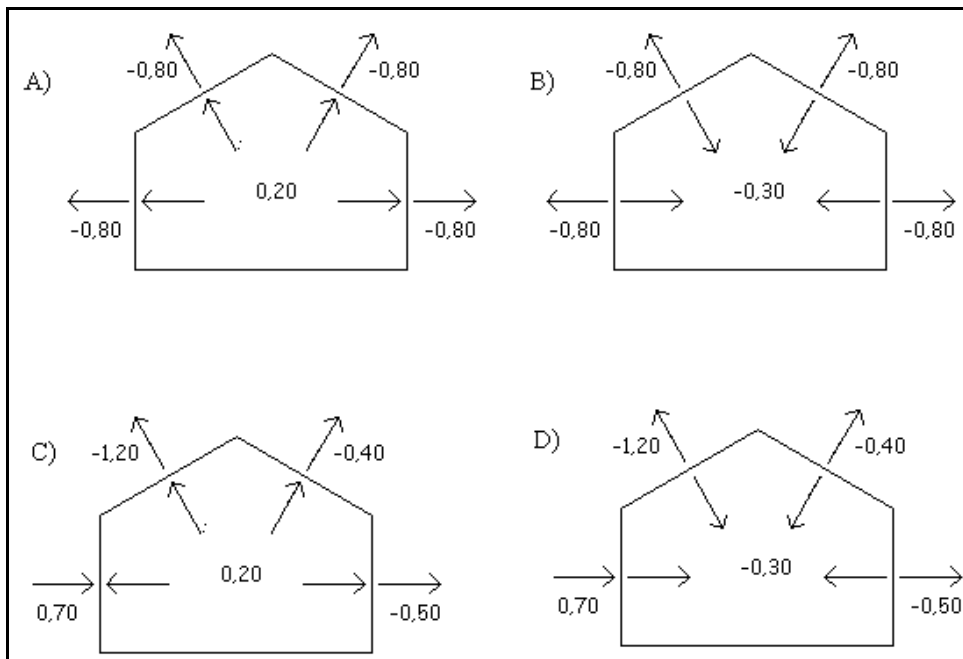
Figura 31 – Coeficientes aerodinâmicos na cobertura - vento 90°



Fonte: elaborado pelo autor.

Esses coeficientes foram combinados em 4 situações diferentes, como pode-se observar na Figura 32.

Figura 32 - A) combinação 1 – vento 0°, Cpi 0,2; B) combinação 2 – vento 90°, Cpi 0,2; C) combinação 3 – vento 0°, Cpi -0,3 e D) combinação 4 – vento 90°, Cpi -0,3



Fonte: elaborado pelo autor.

Após análise dos dados fornecidos pelo Visual Ventos, foram calculados manualmente os coeficientes aerodinâmicos resultantes das combinações acima citadas, os quais foram organizados na Tabela 4.

Tabela 4 - Coeficientes aerodinâmicos resultantes das combinações.

<b>Tipo de combinação</b>	<b>Coeficiente Aerodinâmico de pressão externa</b>	<b>Coeficiente aerodinâmico de pressão interna</b>	<b>Coeficiente aerodinâmico resultante</b>
Combinação 1	-0,8	+0,2	-1,0
	-0,8	+0,2	-1,0
	-0,8	+0,2	-1,0
	-0,8	+0,2	-1,0
Combinação 2	+0,7	+0,2	+0,5
	-1,20	+0,2	-1,40
	-0,4	+0,2	-0,6
	-0,5	+0,2	-0,7
Combinação 3	-0,8	-0,3	-0,5
	-0,8	-0,3	-0,5
	-0,8	-0,3	-0,5
	-0,8	-0,3	-0,5
Combinação 4	+0,7	-0,3	+1,0
	-1,20	-0,3	-0,90
	-0,4	-0,3	-0,1
	-0,5	-0,3	-0,2

Fonte: elaborado pelo autor.

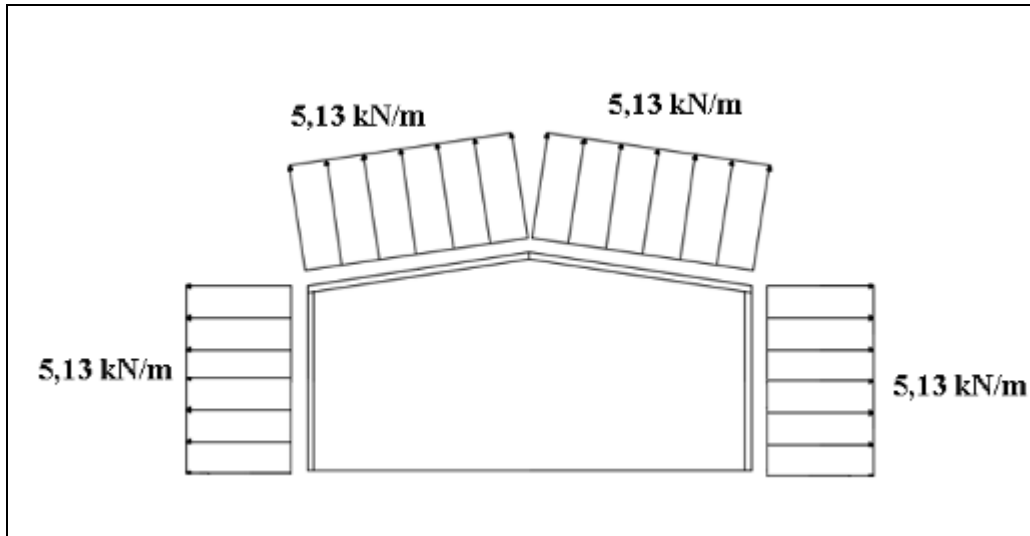
Finalmente, com o valor da pressão estática atuante na estrutura, calculada no início desse item, e determinados os coeficientes aerodinâmicos resultantes das combinações, pode-se obter as situações de carregamento sobre a estrutura devido à ação do vento. As Tabelas 5 a 7 e Figuras 33 a 35 apresentam os valores para as 3 situações de cargas de vento que foram consideradas no dimensionamento das estruturas.

Tabela 5 – Situação 1: vento 0° e Cpi +0,2

<b>Pressão Dinâmica (kN/m)</b>	<b>Coeficiente Aerodinâmico de Pressão externa</b>	<b>Coeficiente Aerodinâmico de Pressão Interna</b>	<b>Coeficiente Aerodinâmico Resultante</b>	<b>Pressão Estática (kN/m)</b>
5,13	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	- 5,13
5,13	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	- 5,13
5,13	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	- 5,13
5,13	- 0,8	+ 0,2	- 1,0	- 5,13

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 33 – Situação 1: carga vento 0° e Cpi 0,2



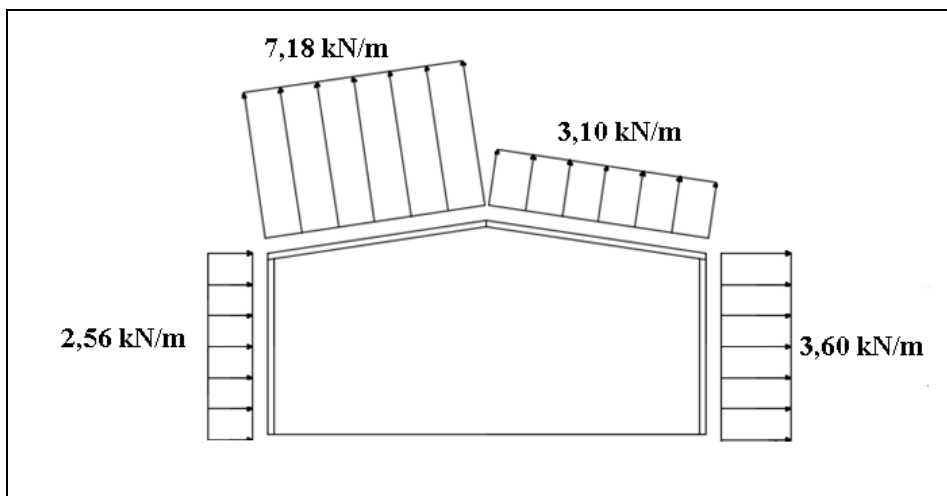
Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 6 – Situação 2: vento 90° e Cpi 0,2

Pressão Dinâmica (kN/m)	Coefficiente Aerodinâmico de Pressão externa	Coefficiente Aerodinâmico de Pressão Interna	Coefficiente Aerodinâmico Resultante	Pressão Estática (kN/m)
5,13	+ 0,7	+ 0,2	+ 0,5	2,56
5,13	- 1,20	+ 0,2	- 1,40	-7,18
5,13	- 0,4	+ 0,2	- 0,6	-3,10
5,13	- 0,5	+ 0,2	- 0,7	-3,60

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 34 – Situação 2: carga vento 90° e Cpi +0,2



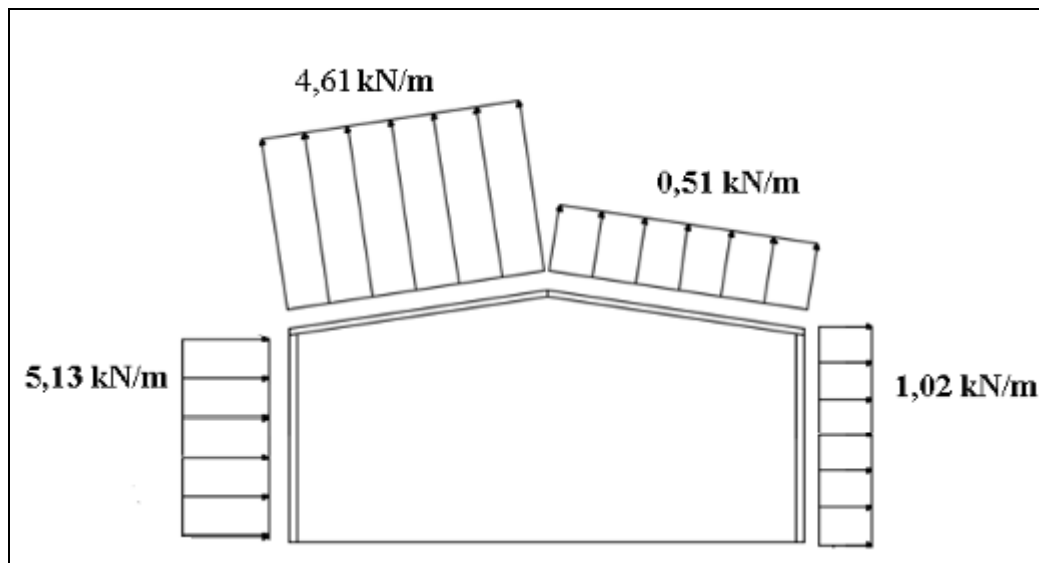
Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 7 – Situação 3: carga vento 90° e Cpi -0,3

Pressão Dinâmica (kN/m)	Coefficiente Aerodinâmico de Pressão externa	Coefficiente Aerodinâmico de Pressão Interna	Coefficiente Aerodinâmico Resultante	Pressão Estática (kN/m)
5,13	+ 0,7	- 0,3	+ 1,0	5,13
5,13	- 1,20	- 0,3	- 0,90	-4,61
5,13	- 0,4	- 0,3	- 0,1	-0,51
5,13	- 0,5	- 0,3	- 0,2	-1,02

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 35 – Situação 3: vento 90° e Cpi -0,3



Fonte: elaborado pelo autor.

### 4.3 Dimensionamento da estrutura em aço

O dimensionamento da estrutura em aço baseou-se nas determinações da NBR 8800 (ABNT, 2008) e suas etapas são apresentadas nos itens a seguir.

#### 4.3.1 Combinações de cargas – ELU – estrutura em aço

Para verificação da segurança da estrutura em relação ao estado-limite último, as cargas atuantes foram majoradas e suas ações combinadas, como prevê a NBR 8800 (ABNT, 2008), buscando identificar a situação mais desfavorável à estrutura.



#### 4.3.1.1 Combinação 1-Fd1 – estrutura em aço

A combinação 1 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura (item 4.1.2) e do peso de sobrecarga na cobertura (item 4.2.1), e é obtida segundo a Equação 7 e representada na Figura 36.

$$F_{d1} = \Sigma(1,40 \cdot qp) + (1,5 \cdot S_c) = \Sigma(1,40 \cdot 2,7) + (1,5 \cdot 1,5) \quad (7)$$

$$F_{d1} = 6,03 \text{ kN/m}$$

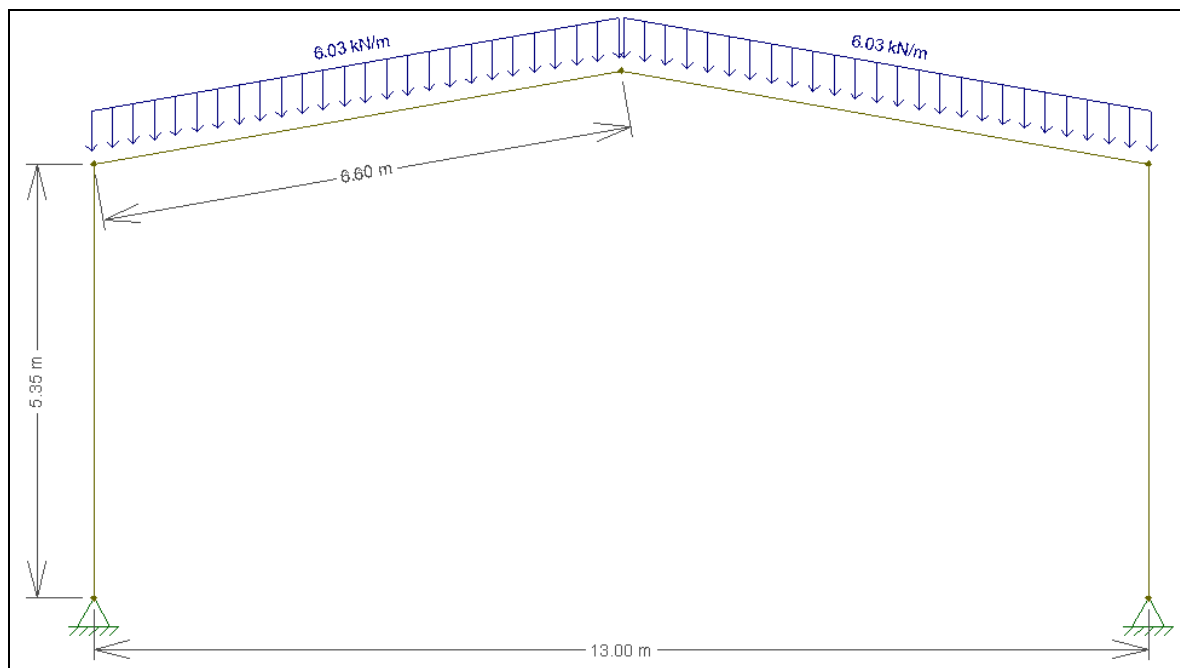
Onde:

$F_{d1}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 1, kN/m;

$qp$  – força permanente, kN/m;

$S_c$  – força de sobrecarga na cobertura, kN/m.

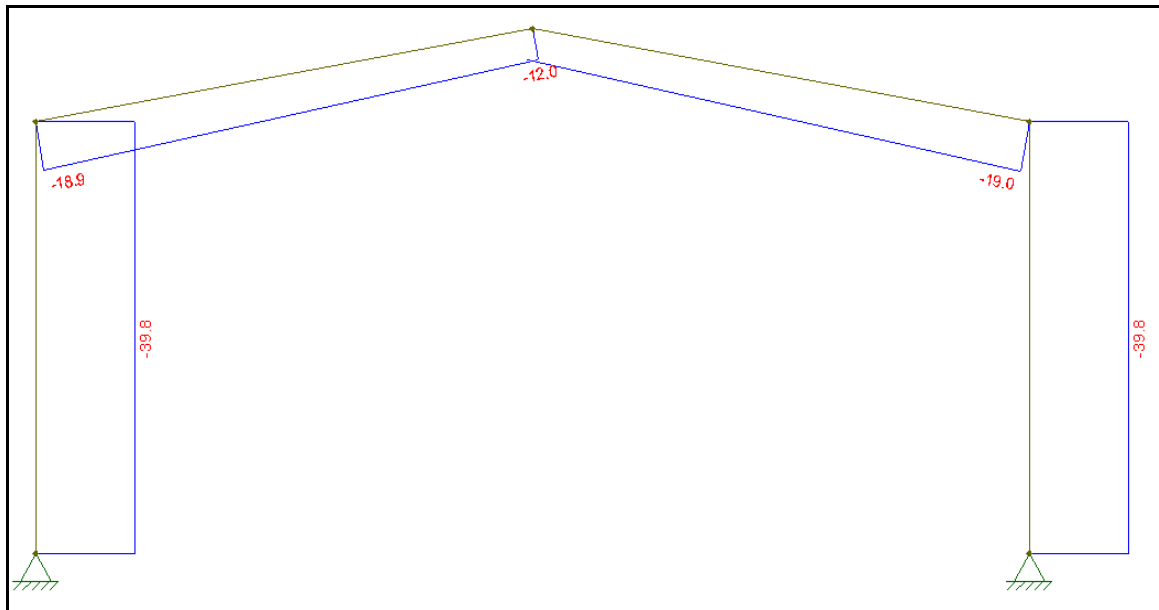
Figura 36 – Combinação 1: carga permanente + carga accidental– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

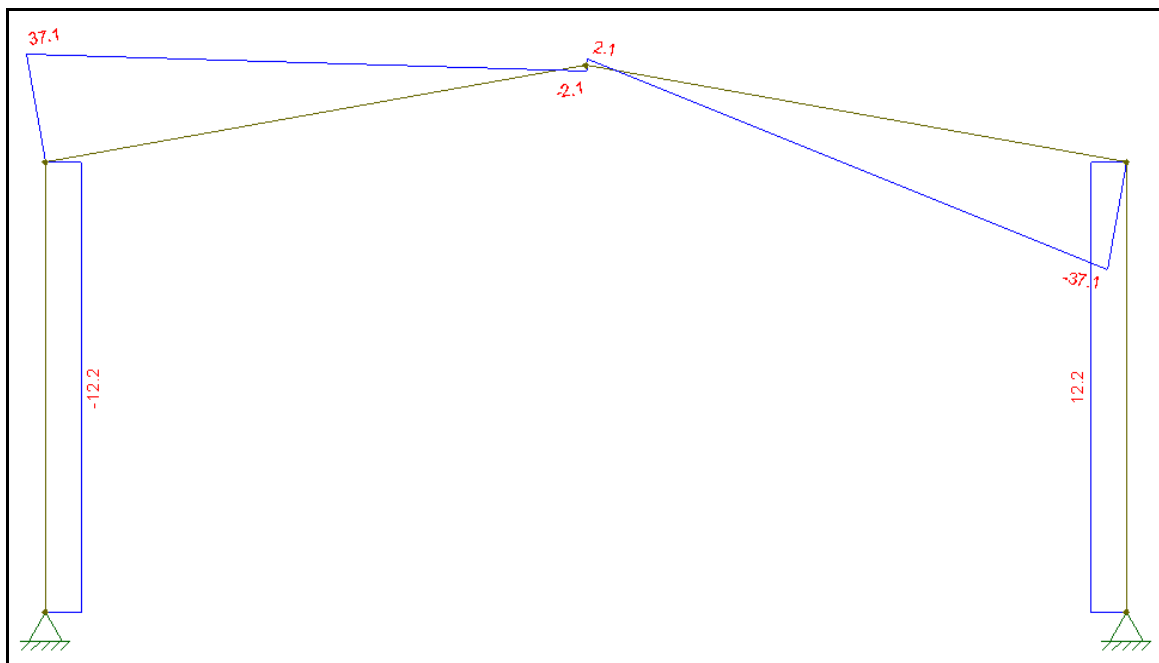
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 1, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de compressão, com valor de -39,8 kN (FIGURA 37); maior esforço cortante de 37,1 kN (FIGURA 38) e maior momento fletor de 65,2 kN.m (FIGURA 39).

Figura 37 – Diagrama de esforço normal combinação Fd1– Aço.



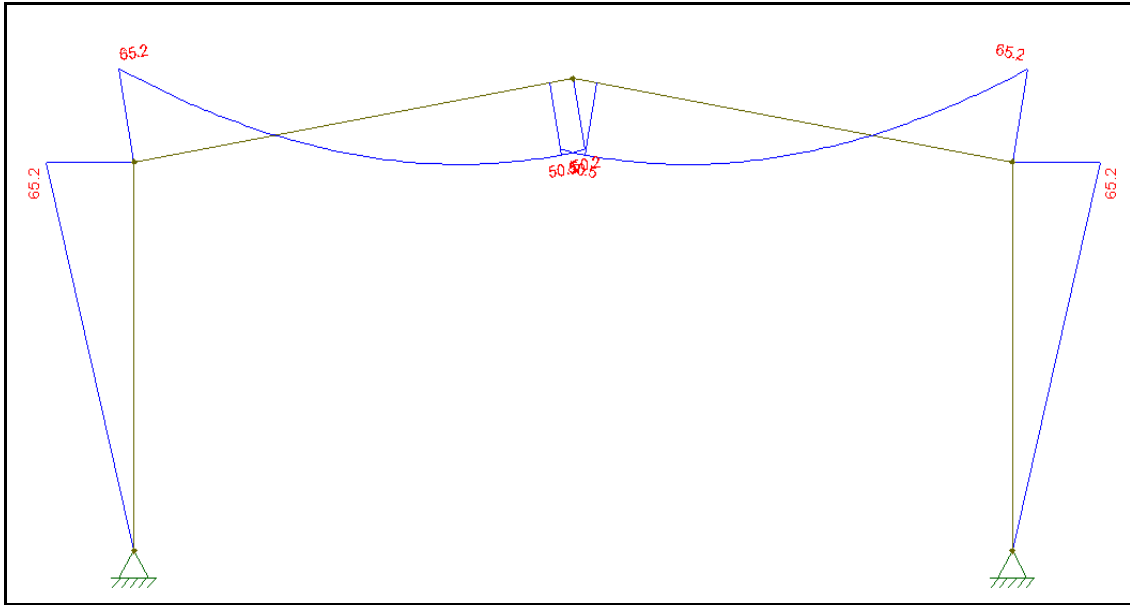
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 38 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd1– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 39 - Diagrama de momento fletor combinação Fd1– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.1.2 Combinação 2-Fd2 – estrutura em aço

A combinação 2 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura e da ação do vento no sentido  $0^\circ$  com coeficiente de pressão interna  $+0,2$ , é obtida segundo a Equação 8 e representada na Figura 40.

$$F_{d2} = \Sigma(1,0 \cdot qp) - (1,40 \cdot C_{vento}) \quad (8)$$

$$F_{d2,vert,vig} = \Sigma(1,0 \cdot 2,7) - (1,40 \cdot 5,13 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -4,37 \text{ kN/m}$$

$$F_{d2,horiz,vig} = -(1,40 \cdot 5,13 \cdot \cos(80^\circ)) = -1,24 \text{ kN/m}$$

$$F_{d2,pil} = -(1,40 \cdot 5,13) = -7,18 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d2}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 2, kN/m;

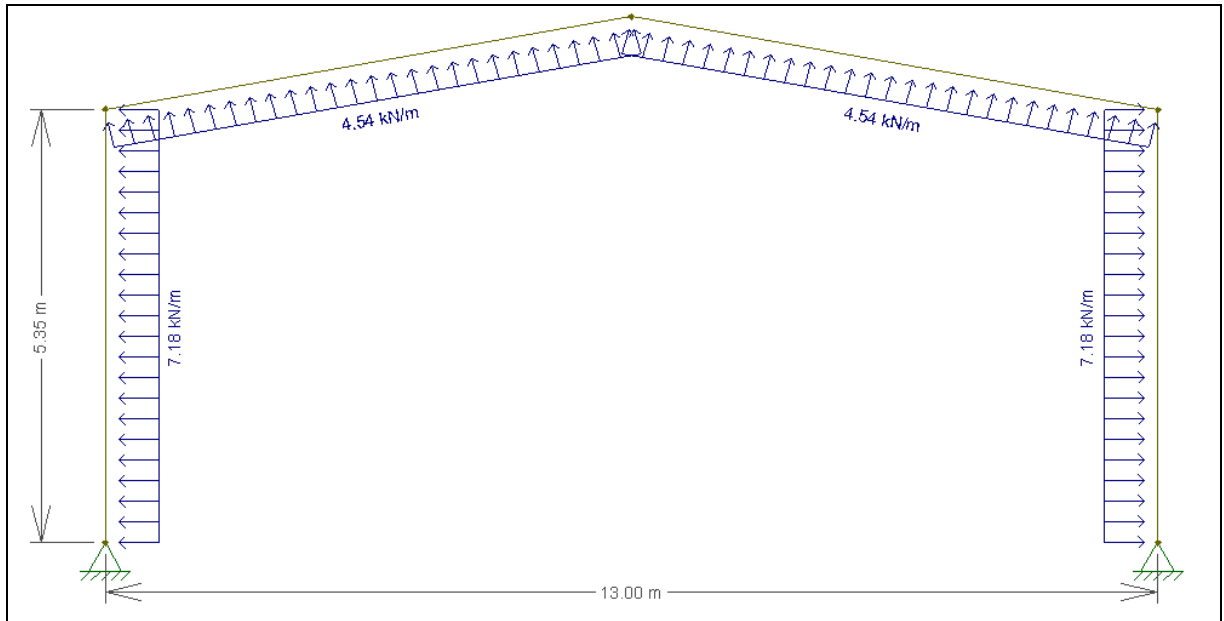
$C_{vento}$  – carga de vento –  $0^\circ$  e cpi  $+ 0,2$ , kN/m;

$F_{d2,vert,vig}$  – força vertical atuante nas vigas esquerda e direita, kN/m;

$F_{d2,horiz,vig}$  – força horizontal atuante nas vigas esquerda e direita, kN/m;

$F_{d2,pil}$  – força atuante nos pilares esquerdo e direito, kN/m.

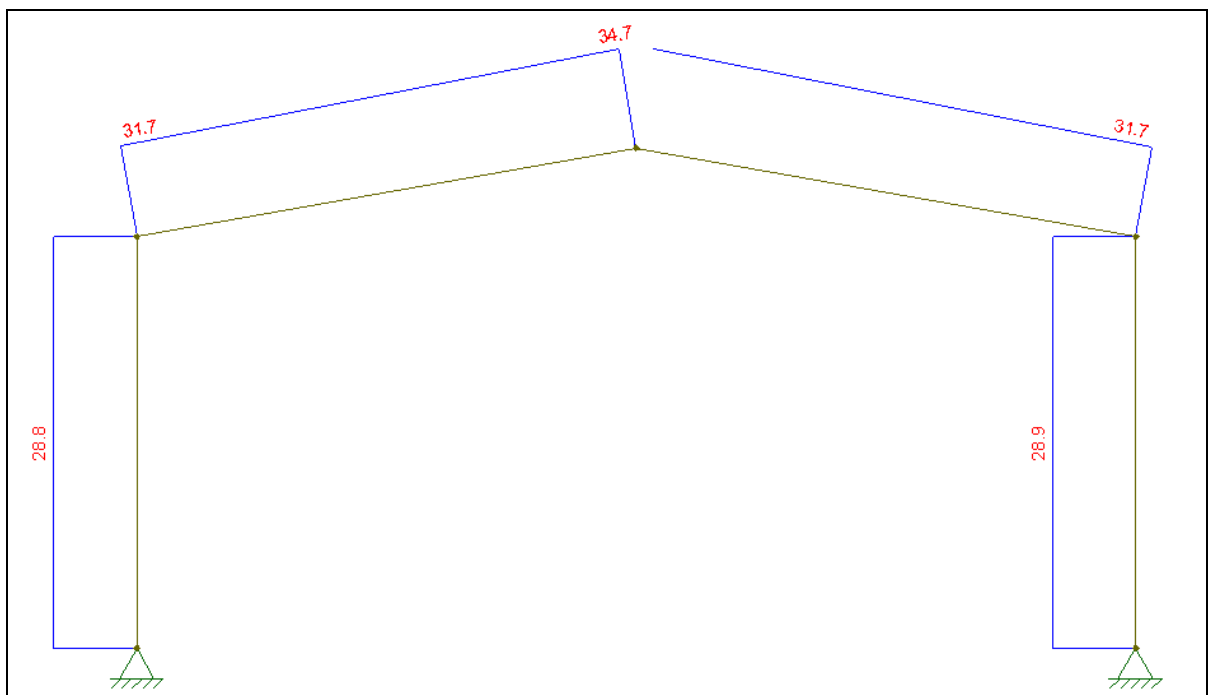
Figura 40 – Combinação 2: carga permanente – vento 0° Cpi +0,2– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

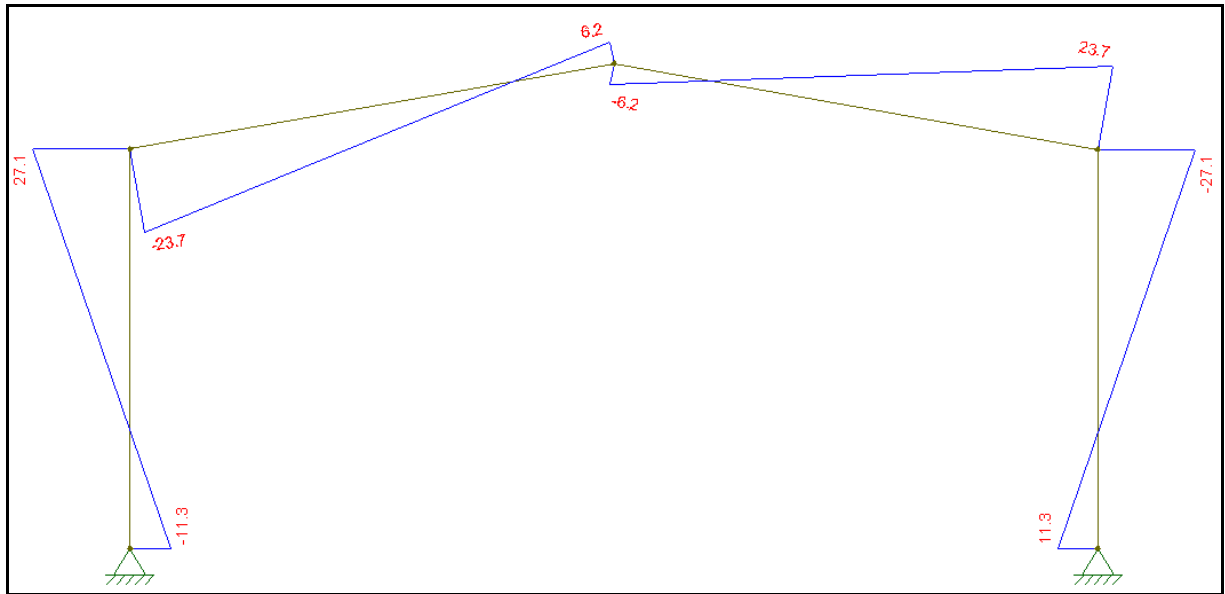
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 2, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de tração, com valor de 31,7 kN (FIGURA 41); maior esforço cortante de 27,1 kN (FIGURA 42) e maior momento fletor de 42,2 kN.m (FIGURA 43).

Figura 41 – Diagrama de esforço normal combinação Fd2– Aço



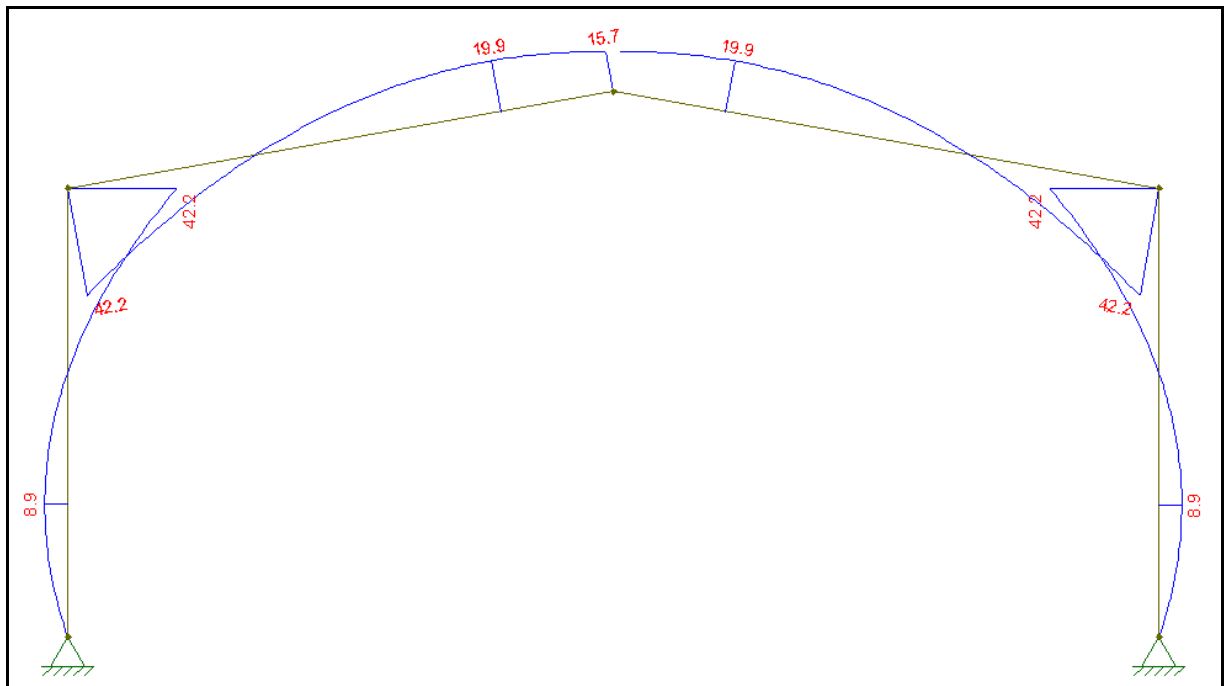
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 42 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd2– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 43 – Diagrama de momento fletor combinação Fd2– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.1.3 Combinação 3-Fd3 – estrutura em aço

A combinação 3 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura e da ação do vento no sentido 90° com coeficiente de pressão interna +0,2, é obtida segundo a Equação 8 e representada na Figura 44.

$$F_{d3,vert,vig,esq} = \Sigma(1,0 \cdot 2,7) - (1,40 \cdot 7,18 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -7,2 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,horiz,vig,esq} = -(1,40 \cdot 7,18 \cdot \cos(80^\circ)) = -1,74 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,vert,vig,dir} = \Sigma(1,0 \cdot 2,7) - (1,40 \cdot 3,10 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -1,57 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,horiz,vig,dir} = -(1,40 \cdot 3,10 \cdot \cos(80^\circ)) = -0,75 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,pil,esq} = 1,40 \cdot 2,56 = 3,58 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,pil,dir} = -1,40 \cdot 3,60 = -5,04 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d3}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 3, kN/m;

$C_{vento}$  – carga de vento –  $90^\circ$  e cpi + 0,2, kN/m ;

$F_{d3,vert,vig,esq}$  – força vertical atuante na viga esquerda, kN/m;

$F_{d3,horiz,vig,esq}$  – força horizontal atuante na viga esquerda, kN/m;

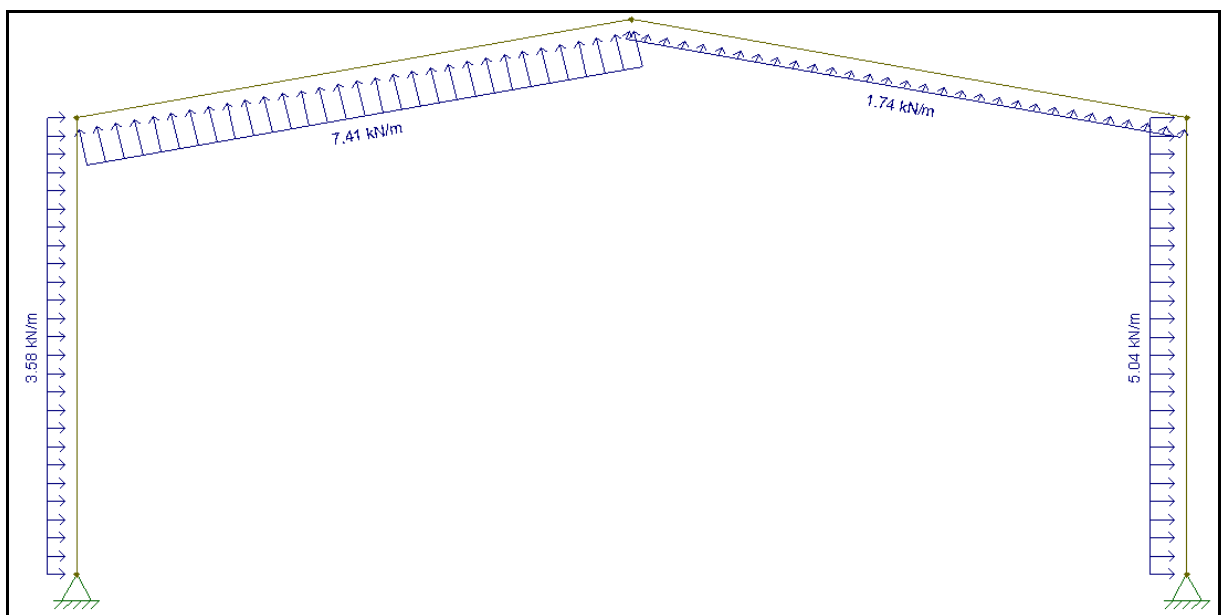
$F_{d3,vert,vig,dir}$  – força vertical atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d3,horiz,vig,dir}$  – força horizontal atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d3,pil,esq}$  – força atuante no pilar esquerdo, kN/m;

$F_{d3,pil,dir}$  – força atuante no pilar direito, kN/m.

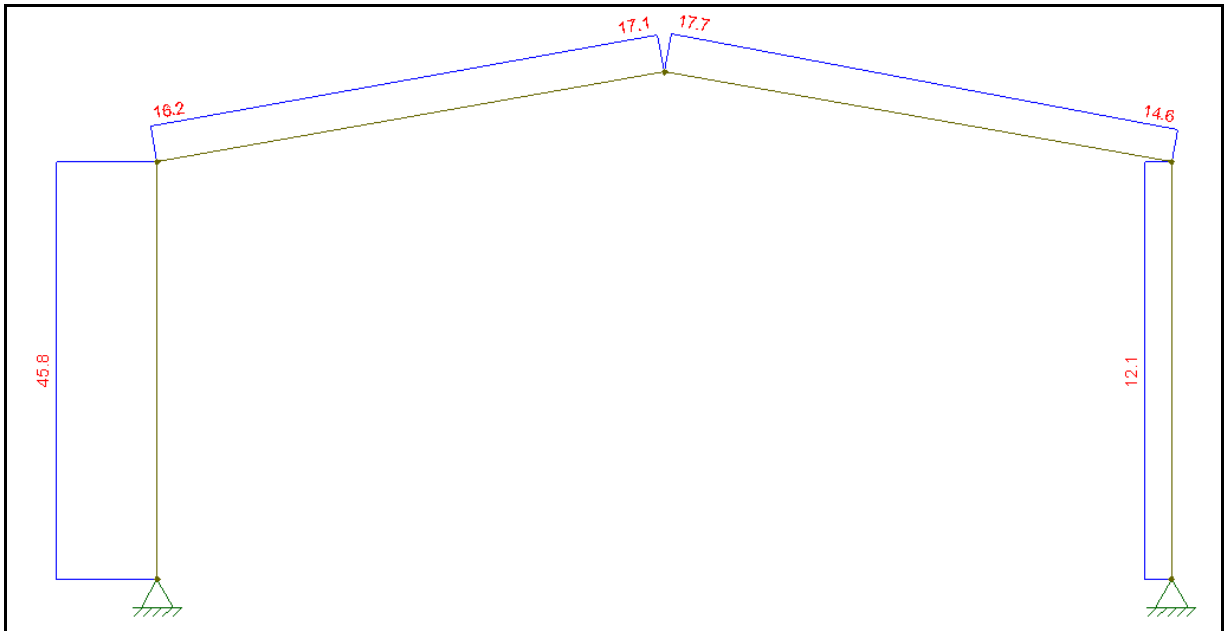
Figura 44 – Combinação 3: carga permanente – vento  $90^\circ$  Cpi +0,2– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

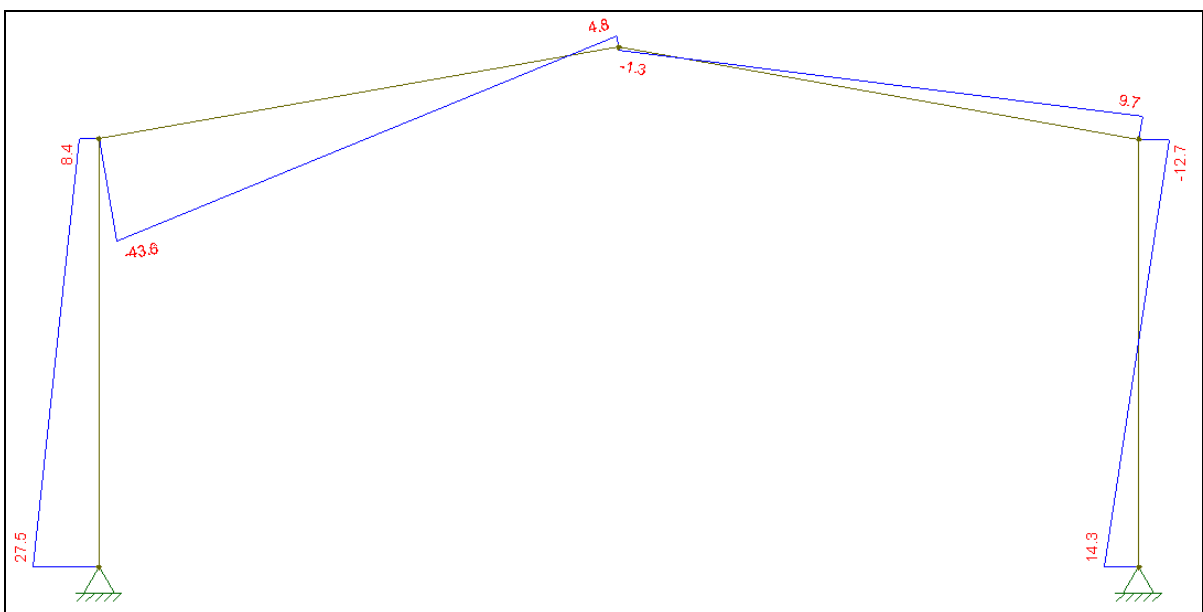
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 3, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de tração, com valor de 45,8 kN (FIGURA 45); maior esforço cortante de 43,6 kN (FIGURA 46) e maior momento fletor de 96,1 kN.m (FIGURA 47).

Figura 45 – Diagrama de esforço normal combinação Fd3– Aço



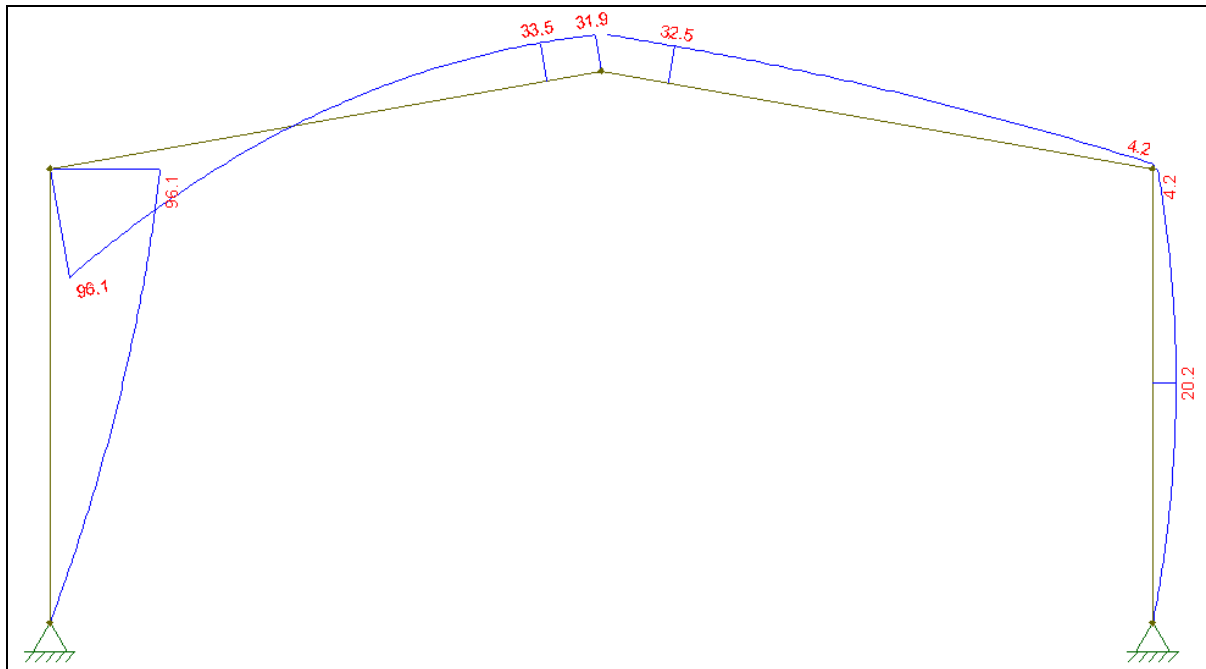
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 46 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd3– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 47 – Diagrama de momento fletor combinação Fd3– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.1.4 Combinação 4-Fd4 – estrutura em aço

A combinação 4 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura e da ação do vento no sentido 90° com coeficiente de pressão interna -0,3, é obtida segundo a Equação 8 e representada na Figura 48.

$$F_{d4,vert,vig,esq} = \Sigma(1,0 \cdot 2,7) - (1,40 \cdot 4,61 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -3,65 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,horiz,vig,esq} = -(1,40 \cdot 4,61 \cdot \cos(80^\circ)) = -1,12 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,vert,vig,dire} = \Sigma(1,0 \cdot 2,7) - (1,40 \cdot 0,51 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = 1,99 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,horiz,vig,dire} = -(1,40 \cdot 0,51 \cdot \cos(80^\circ)) = -0,12 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,pil,esq} = 1,40 \cdot 5,13 = 7,18 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,pil,dire} = -1,40 \cdot 1,02 = -1,43 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d4}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 4, kN/m;

$C_{vento}$  – carga de vento – 90° e cpi - 0,3, kN/m ;

$F_{d4,vert,vig,esq}$  – força vertical atuante na viga esquerda, kN/m;

$F_{d4,horiz,vig,esq}$  – força horizontal atuante na viga esquerda, kN/m;



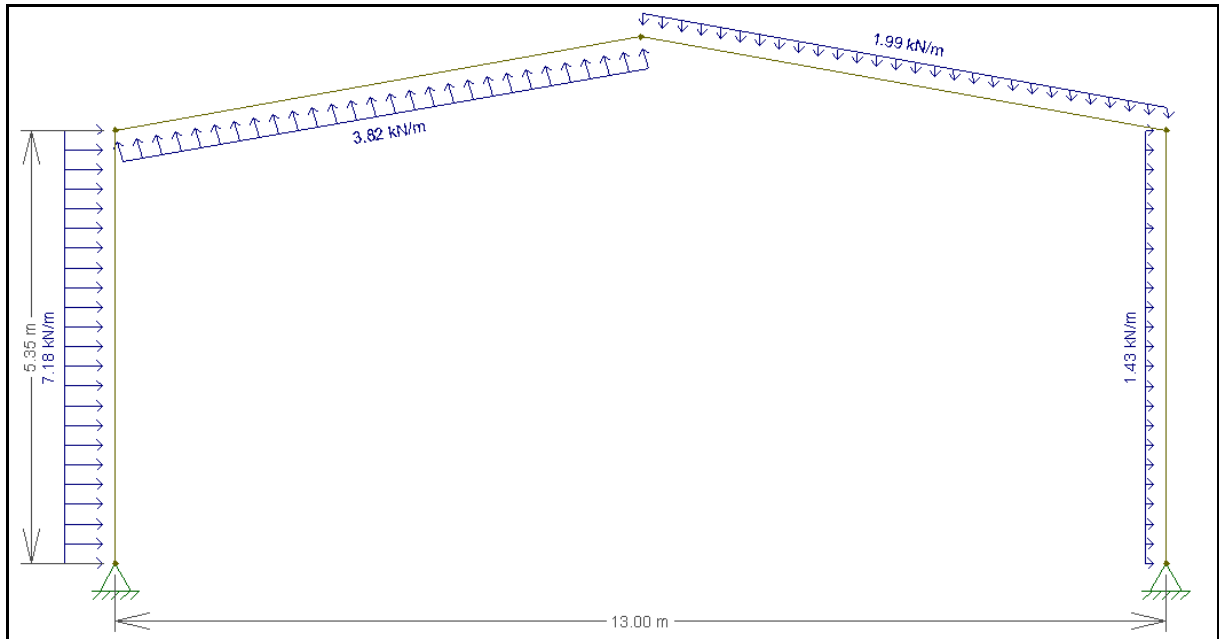
$F_{d4,vert,vig,dir}$  – força vertical atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d4,horiz,vig,dir}$  – força horizontal atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d4,pil,esq}$  – força atuante no pilar esquerdo, kN/m;

$F_{d4,pil,dir}$  – força atuante no pilar direito, kN/m.

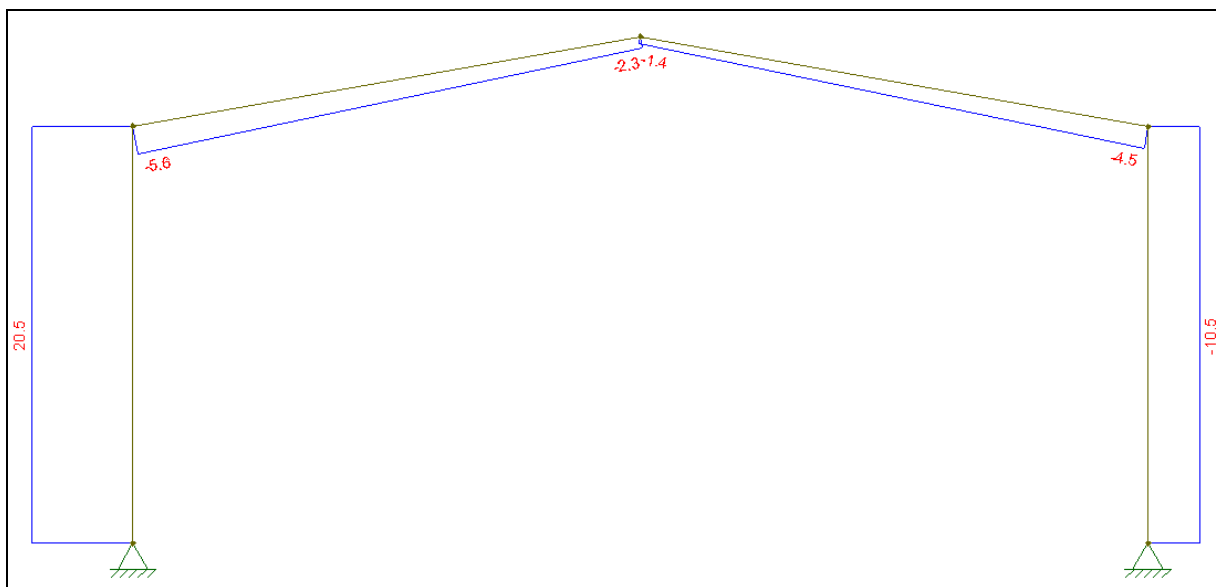
Figura 48 – Combinação 4: carga permanente – vento 90° Cpi -0,3– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

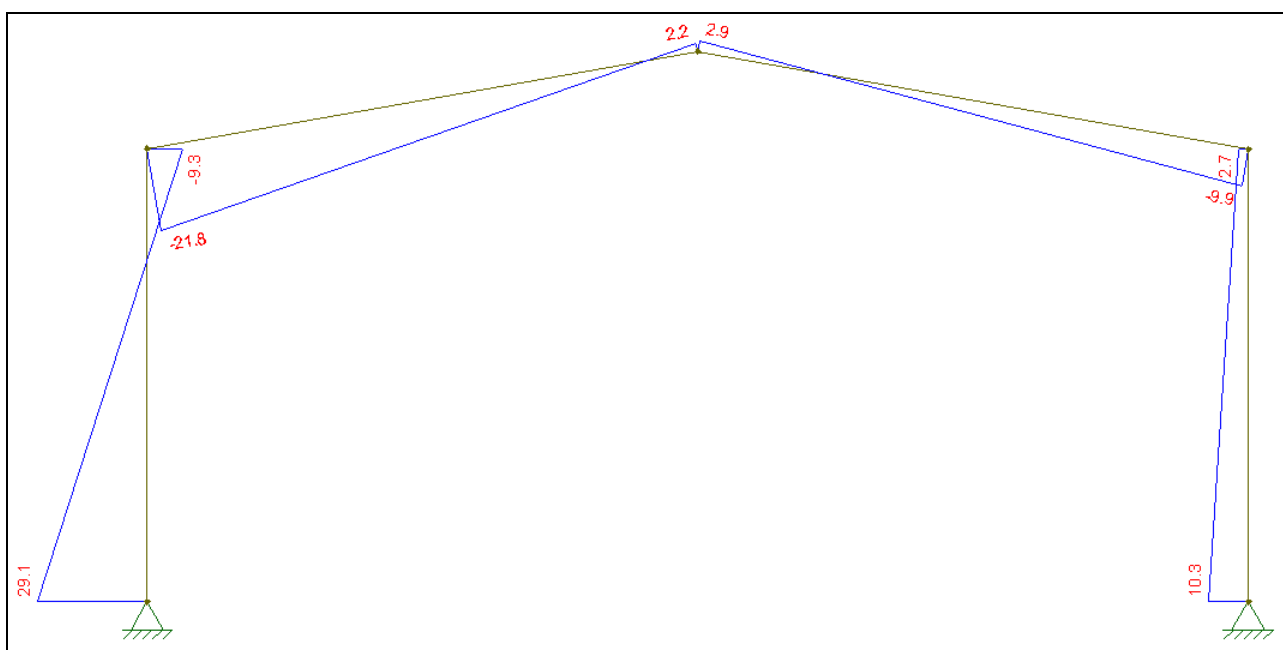
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 4, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de tração, com valor de 20,5 (FIGURA 49); maior esforço cortante de 29,1 kN (FIGURA 50) e maior momento fletor de 59,0 kN.m (FIGURA 51).

Figura 49 – Diagrama de esforço normal combinação Fd4– Aço



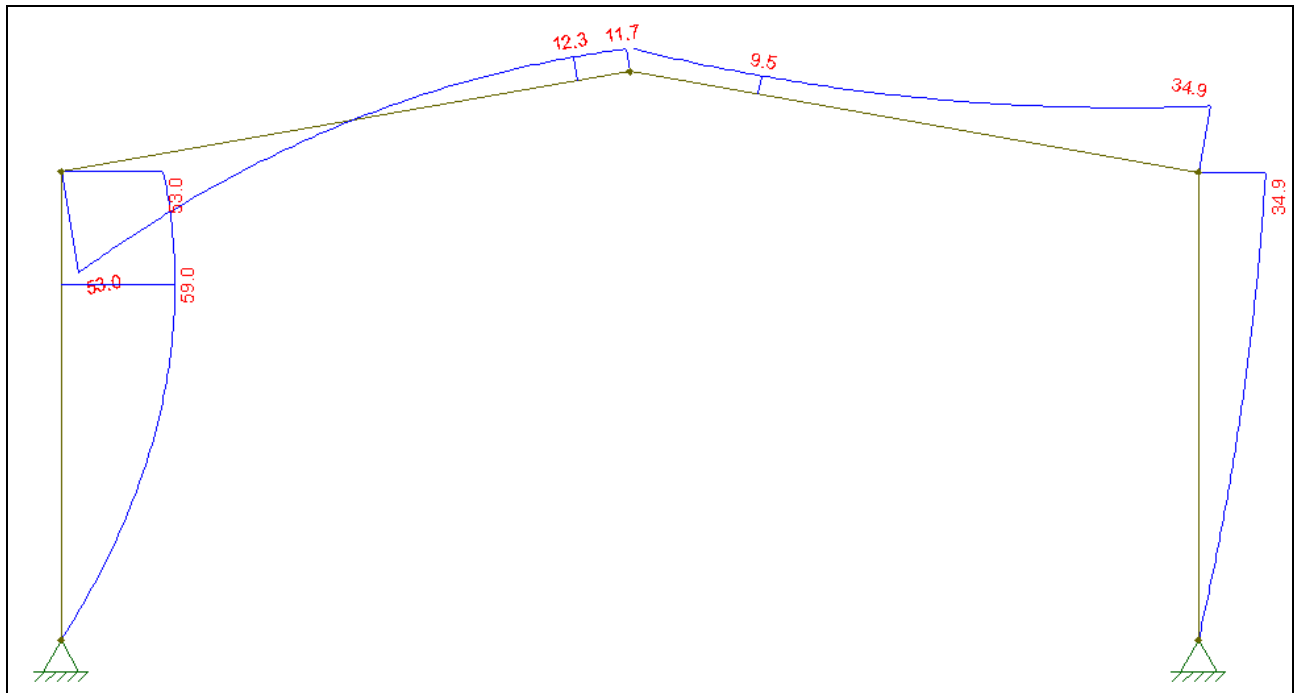
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 50 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd4– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 51 – Diagrama de momento fletor combinação Fd4– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.1.5 Análise dos diagramas

Para melhor compreender os diagramas obtidos das combinações e organizar as informações mais relevantes para o cálculo do dimensionamento, os dados foram agrupados na Tabela 8, que apresenta os maiores esforços normal, cortante e de momento fletor para cada combinação.

Tabela 8 – Solicitações máximas de cada combinação

Tipo de combinação	Pior Situação	Momento fletor (kN.m)		Esforço Normal (kN)		Esforço Cortante (kN)	
		Pilar	Viga	Pilar	Viga	Pilar	Viga
Combinação 1	Compressão	65,2	65,2	-39,8	-19	12,2	37,1
Combinação 2	Tração	42,2	42,2	28,8	34,7	27,1	23,7
Combinação 3	Tração	96,1	96,1	45,8	17,7	27,5	43,8
Combinação 4	Tração	59,0	53,0	20,5	-5,8	29,1	21,8

Fonte: elaborado pelo autor.

A análise da tabela nos permite identificar quais serão os maiores valores do esforço normal para tração e compressão, maior valor de esforço cortante e maior valor de momento fletor. Esses valores são as informações necessárias para verificações que serão

posteriormente apresentadas no cálculo do dimensionamento do perfil estrutural utilizado e foram organizados na Tabela 9.

Tabela 9 – Maiores valores de esforços na estrutura

Esforço Normal Pilar (kN)		Esforço Normal viga (kN)		Esforço Cortante (kN)	Momento Fletor (kN.m)
Tração	Compressão	Tração	Compressão		
45,8	-39,8	34,7	19,0	43,6	96,1

Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.2 Escolha do perfil estrutural em aço

Para a determinação do perfil de aço que será utilizado na estrutura e, posteriores verificações, é necessário realizar um pré-dimensionamento que determinará um intervalo de valores de largura de perfil que poderão ser utilizados. Conforme Bellei (2010), é recomendado que para edifícios industriais em aço e sem ponte rolante utilizar perfis com largura entre  $h/20$  e  $h/30$  (EQUAÇÃO 11) para os pilares e perfis com largura entre  $L/50$  e  $L/70$  (EQUAÇÃO 12) para as vigas. Realizando os cálculos para a estrutura em questão, obtemos os valores apresentados a seguir para os pilares.

$$h_{\text{pilar}} < \frac{5350}{20} = 267,5 \text{ mm} \quad (11)$$

$$h_{\text{pilar}} > \frac{5350}{30} = 178,33 \text{ mm}$$

Onde:

$h_{\text{pilar}}$  – largura do perfil do pilar, mm;

Para as vigas foram obtidos os valores a seguir.

$$h_{\text{viga}} < \frac{6600}{50} = 132,00 \text{ mm} \quad (12)$$

$$h_{\text{viga}} > \frac{6600}{70} = 94,28 \text{ mm}$$

Onde:

$h_{\text{viga}}$  – largura do perfil da viga, mm;

Após a obtenção dos resultados procurou-se nos catálogos de fornecedores de perfis de aço estrutural algum perfil que atendesse esse pré-dimensionamento realizado: largura de viga entre 94,28 e 132 mm e de pilar entre 178,33 e 267,5 mm. Entretanto, para a escolha do perfil empregado nessa estrutura, foi realizado também verificações prévias quanto ao deslocamento horizontal e vertical da mesma, pelo fato de que, em um primeiro momento, foi determinado o perfil somente por esse pré-dimensionamento acima citado, atendendo a algumas verificações, mas quando a estrutura foi imposta à análise de deslocamentos não atendia as exigências da norma. Os valores, inicialmente, obtidos para os deslocamentos foram tão superiores aos normatizados que se optou por determinar o perfil também com base nessa verificação.

Desta forma, a partir de um pré-dimensionamento e análise de deslocamentos, que será posteriormente descrita, foi escolhido o aço ASTM A572 grau 50 com resistência de 34,5 kN/cm<sup>2</sup> e o perfil W310 x 38,7. A Figura 52 apresenta parte do catálogo com características dos perfis de aço comercializados.

Figura 52 – Catálogo com perfis de aço comercializados

Tabela de Bitolas								
Bitolas	Massa Linear	d	b <sub>f</sub>	Espessura		h	d'	Área
				t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>			
mm x kg/m	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>
W 250 x 101,0 (H)	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7
W 250 x 115,0 (H)	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1
W 250 x 131,0 (H)*	131,0	275	261	15,4	25,1	225	193	167,8
W 250 x 149,0 (H)*	149,0	282	263	17,3	28,4	225	193	190,5
W 250 x 167,0 (H)*	167,0	289	265	19,2	31,8	225	193	214,0
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0
HP 310 x 79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0
HP 310 x 93,0 (H)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2
W 310 x 97,0 (H)	97,0	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6
W 310 x 107,0 (H)	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4
HP 310x110,0 (H)	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0
W 310 x 117,0 (H)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9
HP 310x125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0
W 310 x 129,0 (H)*	129,0	318	308	13,1	20,6	277	245	165,4
HP 310 x 132 (H)	132,0	314	313	18,3	18,3	277	245	167,5
W 310 x 143,0 (H)*	143,0	323	309	14,0	22,9	277	245	182,5
W 310 x 158,0 (H)*	158,0	327	310	15,5	25,1	277	245	200,7
W 310 x 179,0 (H)*	179,0	333	313	18,0	28,1	277	245	227,9

Fonte: Adaptada pelo autor de Gerdau (2017).

Na Tabela 10 foram agrupadas informações do perfil escolhido necessárias às verificações posteriormente realizadas.

Tabela 10 – Características do perfil - PERFIL W 310 X 38,7

d (mm)	310	b/2tf	8,51	C <sub>w</sub> (cm <sup>4</sup> )	163728
bf (mm)	165	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	553,6	r <sub>x</sub> (cm)	13,14
d' (mm)	271	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	88,1	r <sub>y</sub> (cm)	3,82
tw (mm)	5,8	Z <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	615,4	Peso (kg/m)	38,7
tf (mm)	9,7	Z <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	134,9	Esbeltez da alma	46,72
h (mm)	291	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	8581	Esbeltez da mesa	8,51
Área (cm <sup>2</sup> )	49,7	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	727	Coefficiente Redutor Q	1,25
d'/tw	46,72	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	13,20		

Fonte: adaptado pelo autor, de acordo com D'Alambert (2015).

#### 4.3.3 Verificação ao esforço normal de tração

Conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) a força axial de tração resistente de cálculo para o estado limite último das estruturas é determinada de acordo com o menor valor entre o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida. Devido ao fato de, no presente trabalho, não serem definidos detalhadamente todos parâmetros relativos às ligações entre os elementos, necessários para determinar a ruptura da seção líquida, a verificação ao esforço normal de tração foi feita em relação ao valor de escoamento da seção bruta. Determinado pela Equação 13.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (13)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{49,7 \cdot 34,5}{1,1}$$

$$N_{t,Rd} = 1558,72 \text{ kN}$$

Onde:

N<sub>t, Rd</sub> – esforço normal de tração resistente de cálculo, kN;

A<sub>g</sub> – área bruta da seção transversal, cm<sup>2</sup>;

f<sub>y</sub> – resistência ao escoamento do aço, kN/cm<sup>2</sup>;

Y<sub>a1</sub> – coeficiente redutor da resistência, adimensional.

Como a força axial de tração resistente de cálculo do perfil é de 1558,72 kN e o maior esforço solicitante de tração é de 45,8 kN, pode-se concluir que o mesmo é resistente aos esforços de tração.

#### 4.3.4 Verificação ao esforço normal de compressão

O índice de esbeltez é uma relação entre o comprimento dos elementos estruturais e o raio de giração em X e Y do perfil, essa relação é limitada ao valor de 200 e é influenciada também pelas condições de apoio dos elementos (FIGURA 53) representada pelos coeficientes  $K_x$  e  $K_y$ .

Figura 53 – Valores para o coeficiente de flambagem

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Fonte: ABNT (2008, p.125).

Através das Equações 14 e 15 apresentadas abaixo, tem-se os valores de índice de esbeltez para os pilares igual a 45,45 e 140, dentro do limite estabelecido.

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 535}{13,14} = 45,45 \rightarrow ok \quad (14)$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L_y}{r_y} = \frac{1 \cdot 535}{3,82} = 140 \rightarrow ok \quad (15)$$

Onde:

$\lambda_x$  – esbeltez na direção x, adimensional;

$\lambda_y$  – esbeltez na direção y, adimensional;

$k_x$  – coeficiente relativo as vinculações na direção x, adimensional;

$k_y$  – coeficiente relativo as vinculações na direção y, adimensional;

$L_x$  – comprimento do elemento na direção x, cm;

$L_y$  – comprimento do elemento na direção y, cm;

$r_x$  – raio de giração na direção x, cm;

$r_y$  – raio de giração na direção y, cm.

Da mesma forma foi feito o cálculo para as vigas.

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{1 \cdot 660}{13,14} = 50,23 \rightarrow ok$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L_y}{r_y} = \frac{1 \cdot 220}{3,82} = 57,59 \rightarrow ok$$

Após escolhido o perfil e passado pela verificação de esbeltez do elemento estrutural, é realizada uma verificação em relação à esbeltez da alma e da mesa do perfil escolhido. Caso o índice de esbeltez da alma ou da mesa do perfil escolhido (FIG) seja maior do que o limite estabelecido pela NBR (ABNT, 2008), obtidos pelas Equações 16 e 17, deverá ser calculado um fator de redução.

No caso da alma obteve-se o valor de 46,72 superior ao limite de 35,87.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (16)$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87 < 46,72 \rightarrow aplicar redução$$

Onde:

b – largura do elemento, cm;

t – espessura do elemento, cm;

E – módulo de elasticidade do aço, kN/cm<sup>2</sup>;

Para a mesa obteve-se esbeltez de 8,51 inferior ao limite 13,48.



$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (17)$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48 > 8,51 \rightarrow ok; Q_s = 1$$

Como a esbeltez da alma é superior a esbeltez limite calculada, deve-se calcular o fator de redução  $Q_a$ , conforme Equações 18 e 19:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (18)$$

Onde:

$Q_a$  – coeficiente relativo a flambagem local da alma, adimensional;

$A_{ef}$  – área efetiva da alma;

$A_g$  - área bruta da alma.

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) \cdot t \quad (19)$$

Onde:

$b$  – largura do elemento, nesse caso, altura da alma;

$b_{ef}$  – altura efetiva da alma;

$t$  – espessura do elemento;

Através da Equação 20, obtém-se o valor de  $b_{ef}$ :

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left[ 1 - \frac{C_a}{\frac{b}{t}} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (20)$$

Onde:

$E$  – módulo de elasticidade do aço, kN/cm<sup>2</sup>;

$C_a$  – coeficiente relativo ao tipo de seção, adimensional;

$\sigma$  – tensão residual considerada igual a resistência ao escoamento, kN/cm<sup>2</sup>;

$$b_{ef} = 1,92 \cdot 5,8 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \cdot \left[ 1 - \frac{0,34}{\frac{271}{5,8}} \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \right] \leq 271 \text{ mm}$$

$$b_{ef} = 221,15 \text{ mm} \leq 271 \text{ mm}$$

Voltando para o cálculo da  $A_{ef}$  (EQUAÇÃO 19), obtém-se 4680,85 mm<sup>2</sup>;

$$A_{ef} = 4970 - (271 - 221,15) \cdot 5,8$$

$$A_{ef} = 4680,85$$

E, finalmente, obtemos o fator de redução  $Q_a$ , conforme Equação 18:

$$Q_a = \frac{4680,85}{4970,00}$$

$$Q_a = 0,94$$

Desta forma, conforme orientações da NBR8800 (ABNT, 2008), o fator de redução total  $Q$  é 0,94 e foi obtido conforme Equação 21.

$$Q = Q_a \cdot Q_s \tag{21}$$

$$Q = 0,94 \cdot 1$$

$$Q = 0,94$$

Onde:

$Q$  – fator de redução total;

$Q_s$  – coeficiente relativo a flambagem local da mesa, adimensional

$Q_a$  – coeficiente relativo a flambagem local da alma, adimensional.

A verificação seguinte, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), é em relação a força axial de flambagem elástica resistente do perfil, e o valor a ser adotado como resistência a flambagem devido à força axial, é o menor valor encontrado dentre as relações apresentadas a seguir. Inicialmente foi feita a verificação para os pilares.

A1) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal, de acordo com a Equação 22.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 8581}{(1 \cdot 535)^2} = 5911,8 \text{ kN} \quad (22)$$

Onde:

I – momento de inércia em relação ao eixo x ou y, conforme indicação,  $\text{cm}^4$ ;

k - coeficiente relativo as vinculações na direção x ou y, conforme indicação, adimensional;

L - comprimento do elemento na direção x ou y, conforme indicação, cm.

B1) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal, de acordo com a Equação 23.

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 727}{(1 \cdot 535)^2} = 501,36 \text{ kN} \quad (23)$$

C1) Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z, de acordo com as Equações 24 e 25.

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2} = \sqrt{13,14^2 + 3,82^2} = 13,68 \quad (24)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot I_t \right] \quad (25)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{13,68^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \times 20000 \times 163728}{(1 \cdot 535)^2} + 7700 \cdot 13,2 \right]$$

$$N_{ez} = 1146,47 \text{ kN}$$

Onde:

$r_o$  – raio de giração polar da seção bruta em relação ao cisalhamento;

$x_o$  e  $y_o$  – coordenadas do centro de cisalhamento;

$N_{ez}$  – força axial de flambagem por torção;

$C_w$  – constante de empenamento da seção transversal;

$K_z$  – coeficiente de flambagem;

$L_z$  – comprimento de flambagem por torção;  
 $I_t$  – constante de torção da seção transversal;  
 $G$  – módulo de elasticidade transversal do aço.

Através dos resultados obtidos para flambagem em relação aos eixos, podemos determinar que a carga resistente a flambagem axial do perfil é de 501,36 kN. A essa carga resistente, segundo orientações da NBR (ABNT, 2008) deve-se associar uma redução, que é determinado pela Equação 26.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad (26)$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,94 \times 49,7 \times 34,5}{501,36}} = 1,79$$

Onde:

$\lambda_0$  – índice de esbeltez reduzido;  
 $N_e$  – força de flambagem elástica.

Como o parâmetro  $\lambda_0$  ficou acima de 1,5, aplica-se o fator de redução através da equação 27.

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (27)$$

$$\chi = 0,27$$

Finalmente, após o levantamento de todos os parâmetros necessário, pode-se calcular a capacidade resistente à compressão do perfil, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) que traz a seguinte fórmula (EQUAÇÃO 28).

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (28)$$

$$N_{cRd} = \frac{0,27 \cdot 0,94 \cdot 49,7 \cdot 34,5}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{cRd} = 395,61 \text{ kN}$$

Onde:

$N_{c,Rd}$  – força axial de compressão resistente de cálculo;

$\chi$  – fator de redução associado a resistência a compressão

Sendo a capacidade resistente à esforços de compressão do pilar igual a 395,61 kN e o maior esforço normal de compressão nos pilares da estrutura, obtido através das combinações de carregamento, igual a 39,8 kN, pode-se concluir que os perfis W 310 x 38,7 satisfazem à verificação aos esforços de compressão da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Agora, é apresentada a mesma verificação para as vigas.

A2) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal, de acordo com a Equação 22.

$$N_{sx} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 8581}{(0,65 \cdot 660)^2} = 9202,41 \text{ kN}$$

B2) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal, de acordo com a Equação 23.

$$N_{sy} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 727}{(0,65 \cdot 220)^2} = 2233,78 \text{ kN}$$

C2) Flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z, de acordo com as Equações 24 e 25.

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2} = \sqrt{13,14^2 + 3,82^2} = 13,68$$

$$N_{sz} = \frac{1}{13,68^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \times 20000 \times 163728}{(1,535)^2} + 7700 \cdot 13,2 \right]$$

$$N_{sz} = 1146,47 \text{ kN}$$

Através dos resultados obtidos para flambagem em relação aos eixos, podemos determinar que a carga resistente a flambagem axial do perfil é de 2233,78 kN. A essa carga

resistente, segundo orientações da NBR 8800 (ABNT, 2008) deve-se associar um fator  $\chi$  de redução, nesse caso, é determinado pela Equação 26.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,94 \times 49,7 \times 34,5}{2233,78}} = 0,85$$

Como  $\lambda_0 < 1,5$ , calcula-se o fator de redução através da equação 29.

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (29)$$

$$\chi = 0,76$$

Finalmente, após o levantamento de todos os parâmetros necessário, podemos calcular a capacidade resistente à compressão do perfil, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) que traz a seguinte fórmula (EQUAÇÃO 28).

$$N_{cRd} = \frac{0,76 \cdot 0,94 \cdot 49,7 \cdot 34,5}{1,1}$$

$$N_{cRd} = 1113,58 \text{ kN}$$

Sendo a capacidade resistente à esforços de compressão das vigas igual a 1113,58 kN e o maior esforço normal de compressão nas vigas da estrutura, obtido através das combinações de carregamento, igual a -19 kN, pode-se concluir que os perfis W 310 x 38,7 satisfazem à verificação aos esforços de compressão da NBR 8800 (ABNT, 2008).

#### 4.3.5 Verificação ao momento fletor

Foram realizadas verificações quanto à flexão do perfil estrutural escolhido, realizando a comparação do momento fletor imposto a estrutura, apresentado no item 4.1.3, com a capacidade resistente do perfil. A seguir são apresentadas as verificações para determinar se a seção do perfil é compacta, semi-compacta ou esbelta, procedimento previsto na NBR 8800 (ABNT 2008) e necessário para adoção de método de cálculo para obtenção do momento fletor resistente da estrutura. Inicialmente, as verificações foram realizadas para os pilares e depois às vigas.

#### 4.3.5.1 Flambagem local da mesa – FLM

A flambagem local da mesa é definida utilizando alguns parâmetros do perfil escolhido (TABELA 9) e relacionando-os conforme as Equações 30 e 31, previstas na NBR 8800(ABNT, 2008).

Os Parâmetro de esbeltez e esbeltez correspondente à plastificação, foram definidos conforme as equações 30 e 31, respectivamente.

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2 \cdot T_f} \quad (30)$$

$$\lambda_{FLM} = \frac{165}{2 \cdot (9,7)} = 8,50$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (31)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

Como,  $\lambda_{FLM} < \lambda_p$ ;

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{1,1} \quad (30)$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y \quad (31)$$

$$M_{pl} = 615,4 \cdot (34,5)$$

$$M_{pl} = 212,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{FLM} = \frac{212,31}{1,1} = 193,00 \text{ kN.m}$$

Onde:

$b_f$  – largura da mesa

$T_f$  – espessura da mesa

$\lambda_p$  – esbeltez limite de plastificação do material;

$M_{pl}$  – momento fletor de plastificação da seção transversal.

#### 4.3.5.2 Flambagem local da alma– FLA

A flambagem local da alma é definida utilizando alguns parâmetros do perfil escolhido (TABELA 9) e relacionando-os conforme determinações da NBR 8800(ABNT, 2008).

Os Parâmetro de esbeltez e esbeltez correspondente à plastificação, foram definidos conforme as equações 32 e 31, respectivamente.

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} \quad (32)$$

$$\lambda_{FLA} = \frac{271}{5,8} = 46,72$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

Como,  $\lambda_{FLA} < \lambda_p$ ;

$$M_{FLA} = \frac{M_{pl}}{1,1}$$

$$M_{FLA} = \frac{212,31}{1,1} = 193,00 \text{ kN.m}$$

Onde:

$h_w$  – altura da alma;

$t_w$  – espessura da alma.



#### 4.3.5.3 Flambagem lateral com torção – FLT

A flambagem lateral com torção é definida utilizando alguns parâmetros do perfil escolhido (TABELA 9) e relacionando-os conforme determinações da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Os Parâmetro de esbeltez e esbeltez correspondente à plastificação, foram definidos conforme as equações 33 e 31, respectivamente.

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{R_y} \quad (33)$$

$$\lambda_{FLT} = \frac{535}{3,82} = 139,71$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 43,37$$

Onde:

$L_b$  – distância entre duas seções contidas transversalmente.

O parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento é obtido pela equação 34.

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{f_y \cdot I_t}}{R_y \cdot I \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{727 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{f_y}}} \quad (34)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{727 \cdot 13,20}}{(3,82) \cdot (13,20) \cdot (0,05064)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{727 \cdot 163728 \cdot (0,05064)^2}{34,5}}}$$

$$\lambda_r = 119,27$$

Onde:

$\beta_1$  – parâmetro definido através da Equação 35;

$\lambda_R$  – esbeltez limite quanto ao escoamento do material.

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma) \cdot w}{E \cdot I_t} \quad (35)$$

$$\beta_1 = \frac{(34,5 - (0,3 \cdot (34,5))) \cdot 553,6}{20000 \cdot 13,20} = 0,05064$$

Onde:

w – módulo de resistência elástica;

$\lambda_R$  – esbeltez limite quanto ao escoamento do material.

Como,  $\lambda_p < \lambda_R < \lambda_{FLT}$ ;

Então, segundo a NBR 8800 (2008), deve ser calculado o momento crítico  $M_{cr}$ , conforme a Equação 36. Para essa determinação de  $M_{cr}$  foi utilizado coeficiente redutor  $C_b$  igual a 1, sendo esse o valor mínimo para este parâmetro.

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot (1 + 0,039) \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w}} \quad (36)$$

$$M_{cr} = \frac{1 \cdot \pi^2 \cdot 20000 \cdot 727}{535^2} \cdot \sqrt{\frac{163728}{727} \cdot (1 + 0,039) \cdot \frac{13,2 \cdot (535)^2}{163728}}$$

$$M_{cr} = 10990,02 \text{ kN.cm}$$

$$M_{cr} = 109,90 \text{ kN.m}$$

Condição,  $M_{cr} < M_{pl}$ ;

$$109,90 < 212,30 \quad - \text{Ok}$$

Então o  $M_{FLT,n}$ , será determinado conforme Equação 36:

$$M_{FLT,n} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (36)$$

$$M_{FLT,n} = \frac{109,90}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 99,91 \text{ kN.m}$$

Onde:

$M_{cr}$  – momento crítico;

$C_b$  – diagrama de modificação de momento fletor não uniforme.

Finalmente, definiu-se o momento fletor resistente de cálculo do pilar, que, acordo a NBR8800 (ABNT, 2008), é obtido conforme Fórmula 37.

$$M_{rd} = \text{Min}(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) \quad (37)$$

$$M_{rd} = 99,91 \text{ kN.M}$$

Onde:

$M_{rd}$  – momento fletor resistente de cálculo.

Concluiu-se então, que o momento fletor resistente de cálculo para o pilar é de 99,91 kN.m, o qual é maior do que o máximo momento fletor imposto ao elemento, de 96,1 kN.m, o que demonstra que a estrutura é resistente quanto a essa solicitação.

Para as vigas os parâmetros de esbeltez e esbeltez correspondente à plastificação, foram definidos conforme as equações 33 e 31, respectivamente.

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{R_y}$$

$$\lambda_{FLT} = \frac{220}{3,82} = 57,59$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 43,37$$

O parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento é obtido pela equação 34.

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{727 \cdot 13,20}}{(3,82) \cdot (13,20) \cdot (0,05064)} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{727 \cdot 163728 \cdot (0,05064)^2}{34,5}}}$$

$$\lambda_r = 119,27$$

Como,  $\lambda_p < \lambda_{FLT} < \lambda_r$ ;

Então, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), deve ser calculado o momento resistente  $M_r$ , conforme a Equação 38.

$$M_r = 0,7 \cdot f_y \cdot w \quad (38)$$

$$M_r = 0,7 \cdot (34,5) \cdot 553,6$$

$$M_r = 13369,44 \text{ kN/cm}$$

$$M_r = 133,69 \text{ kN/m}$$

Para a determinação de  $M_{FLT,n}$  (EQUAÇÃO 39) foi utilizado coeficiente redutor  $C_b$  igual a 1, como possibilita a NBR 8800 (ABNT.2008).

$$M_{FLT,n} = \frac{C_b}{Y_{a1}} \cdot \left[ (M_{pl1} - (M_{pl1} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}) \right] \leq \frac{M_{pl1}}{Y_{a1}} \quad (39)$$

$$M_{FLT,n} = \frac{1}{1,1} \cdot \left[ (212,31 - (212,31 - 133,69) \cdot \frac{57,59 - 43,37}{119,27 - 43,37}) \right] \leq \frac{212,31}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 179,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{FLT,n} 179,62 \leq \frac{212,31}{1,1}$$

Concluiu-se então que o momento fletor resistente de cálculo para a viga é de 179,62 kN.m, o qual é maior do que o máximo momento fletor imposto ao elemento, de 96,1 kN.m, o que demonstra que a estrutura é resistente quanto a essa solicitação.

#### 4.3.6 Verificação ao esforço cortante

A definição do método de cálculo para capacidade em relação à esforços cortantes, depende do cálculo da esbeltez da alma e classificação quanto o tipo de seção: compacta, semi-compacta ou esbelta. Nos itens anteriores foram determinados através de formulações que o índice de plasticidade do perfil é maior do que seu índice de esbeltez, podendo-se então definir que se trata de uma seção compacta. Dessa forma é possível definir o valor da capacidade de carga em relação ao momento cortante pela Equação 40.

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot (A_w) \cdot f_y}{1,1} \quad (40)$$

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot (31 \cdot 0,58) \cdot 34,5}{1,1}$$

$$V_{Rd} = 338,35 \text{ kN}$$

Onde:

$V_{rd}$  – força cortante resistente de cálculo;

$A_w$  – área efetiva de cisalhamento.

Como a força cortante resistente de cálculo do perfil é de 338,35 kN e o maior esforço solicitante em relação ao corte que é de 43,8 kN, pode-se concluir que o mesmo é resistente aos esforços de corte.

#### 4.3.7 Verificação dos esforços combinados

A NBR 8800 (ABNT, 2008) também determina a verificação da estrutura para a ocorrência de momentos fletores simultaneamente a esforços axiais de tração ou compressão. As relações e limitações a serem obedecidas são fornecidas pelas equações 41 e 42.

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (41)$$

$$\frac{N_{sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (42)$$

Onde:

$N_{sd}$  – força normal solicitante de cálculo,

$N_{rd}$  – força normal resistente de cálculo

$M_{sd}$  – momento fletor solicitante de cálculo;

$M_{Rd}$  – momento fletor resistente de cálculo.

Todas as relações entre momentos fletores e esforços axiais de tração ou compressão da estrutura em questão resultaram na situação onde o esforço normal solicitante dividido pela resistência ao esforço normal calcula é menor do que 0,2. Também em todas as situações é obedecido o limite estabelecido pela Fórmula 42. Os resultados dessa verificação foram agrupados na Tabela 11.

Tabela 11 – Resultado das verificações aos esforços combinados

	Pilar		Viga		Tração
	Compressão	Tração	Compressão	Tração	
$N_{sd}$	39,8	45,8	19	34,7	17,7
$N_{rd}$	395,61	1558,72	1114,8	1558,72	1558,72
$M_{sd}$	65,2	96,1	65,2	28,8	96,1
$M_{rd}$	99,91	99,91	179,62	179,62	179,62
Comb.	0,10	0,03	0,02	0,02	0,01
Resistência	0,70<1	0,98<1	0,37<1	0,17<1	0,54<1

Fonte: elaborado pelo autor.

A tabela 12 apresenta os valores das verificações realizadas para os elementos estruturais em aço, comparando-se valores resistentes de cálculo com esforços solicitantes.

Tabela 12 - Verificações dos elementos em aço

TIPO	VALOR SOLICITANTE	VALOR RESISTENTE	PERCENTUAL
TRAÇÃO	45,8 kN	1558,72 kN	2,94%
COMPRESSÃO – PILAR	39,8 kN	395,61 kN	10,06%
COMPRESSÃO – VIGA	19 kN	1113,58 kN	1,70%
MOMENTO FLETOR – PILAR	96,1 kN.m	99,91 kN.m	96,18%
MOMENTO FLETOR – VIGA	96,1 kN.m	179,62 kN.m	53,50%

Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.8 Verificação dos deslocamentos – estrutura em aço

O máximo deslocamento horizontal e o máximo deslocamento vertical foram obtidos para verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS) da estrutura, considerando a combinação frequente de ações. As combinações de cargas, assim como coeficientes utilizados serão descritos nos itens a seguir.

##### 4.3.8.1 Deslocamento vertical – estrutura em aço

Para a verificação do deslocamento vertical da estrutura, foi utilizado o *software* Ftool, no qual foi modelada a estrutura (FIGURA 54) com a seguinte combinação de carregamento, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), conforme Equação 43.

$$F_{d1} = \sum(1,00 \cdot qp) + (0,7 \cdot S_c) \quad (43)$$

$$F_{d1} = \sum(1,00 \cdot 2,7) + (0,7 \cdot 1,5)$$

$$F_{d1} = 3,75 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d1}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 1, kN/m;

$qp$  – carga permanente;

$S_c$  – força de sobrecarga na cobertura.

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) o máximo deslocamento vertical para as vigas de cobertura permitido é de  $L/250$ , onde  $L$  é o comprimento do vão, no caso, 13,00 m. Utilizando o *software*, o deslocamento vertical máximo obtido foi de aproximadamente 25 mm (FIGURA 55), estando a estrutura em conformidade quanto a esse parâmetro, pois o máximo permitido, conforme a Equação 44, é de 52 mm.

$$\Delta V_{m\acute{a}x} = \frac{L_{v\grave{a}o}}{250} \quad (44)$$

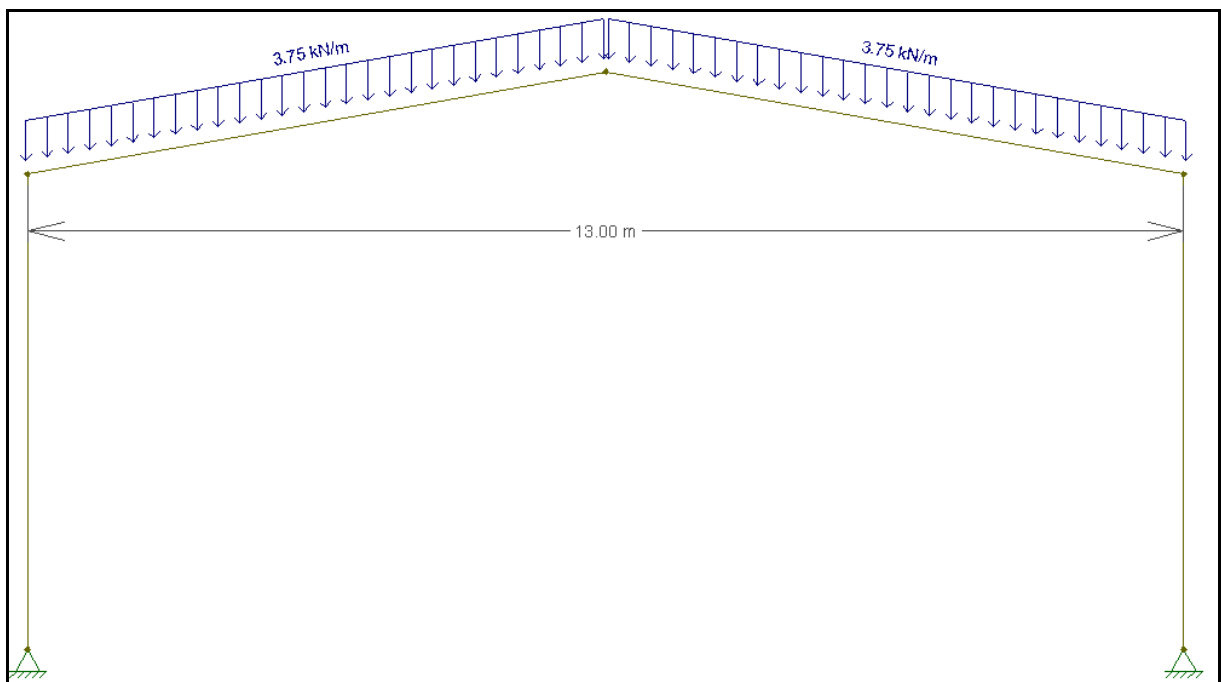
$$\Delta V_{m\acute{a}x} = \frac{13000}{250} = 52mm$$

Onde:

$L_{v\grave{a}o}$  – comprimento de vão livre, mm;

$\Delta V_{m\acute{a}x}$  – máximo deslocamento vertical, mm.

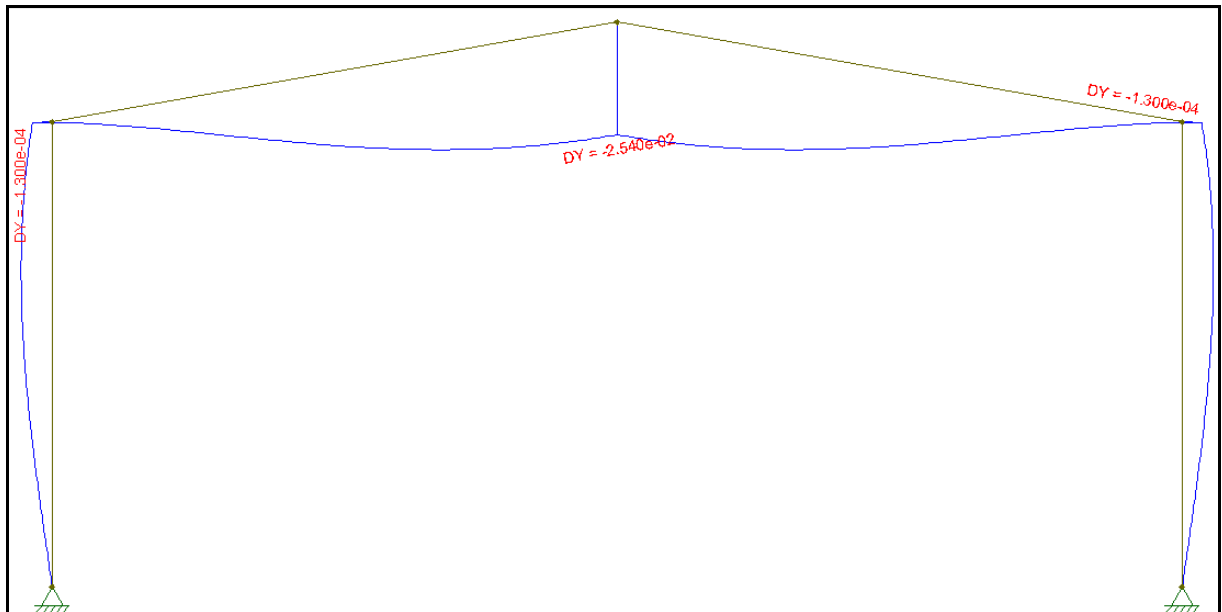
Figura 54 – Carregamento combinação frequente - deslocamento vertical– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.



Figura 55 – Deslocamento vertical máximo da estrutura – Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.3.8.2 Deslocamento horizontal – estrutura em aço

Para o deslocamento horizontal da estrutura também foi utilizado o *software* Ftool e uma combinação de carregamentos (EQUAÇÃO 45). Nesse caso, o carregamento utilizado é a combinação da pior situação de vento que a estrutura poderá sofrer, já calculada anteriormente no item 4.2.2, com a carga permanente da estrutura, combinando – se, de acordo com a NRR 8800 (ABNT, 2008), da seguinte maneira para as vigas.

$$F_v = \Sigma(1,0 \cdot qp) - (0,3 \cdot C_{vento}) \quad (45)$$

$$F_v = \Sigma(1,0 \cdot 2,7) - (0,3 \cdot 5,13 \cdot \text{sen}(80^\circ))$$

$$F_v = 1,18 \text{ kN/m}$$

$$F_h = - 03 \cdot 5,13$$

$$F_h = 1,54 \text{ kN/m}$$

Onde:

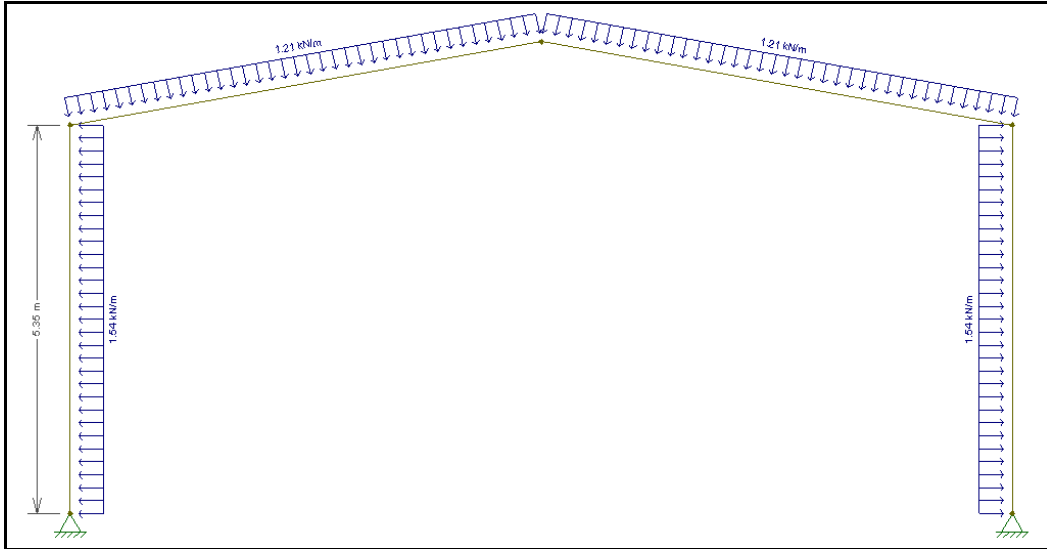
$F_v$  – força vertical atuante nas vigas;

$F_h$  – força horizontal atuante nos pilares.

$C_{vento}$  – carga de vento –  $0^\circ$  e cpi +  $0,2$ , kN/m

A Figura 56 representa a modelagem dessa a modelagem da estrutura e carregamento no *software*.

Figura 56 – Combinação de cargas - deslocamento horizontal– Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que o máximo deslocamento horizontal permitido para a estrutura é de  $L/300$ , onde  $L$  é a altura do pilar. Os resultados obtidos, mostram que, na pior situação de carregamento que a estrutura poderá sofrer, o deslocamento horizontal máximo será de 1,6mm (FIGURA 57), estando a estrutura em conformidade em relação ao deslocamento horizontal, de 17,8 mm (EQUAÇÃO 46).

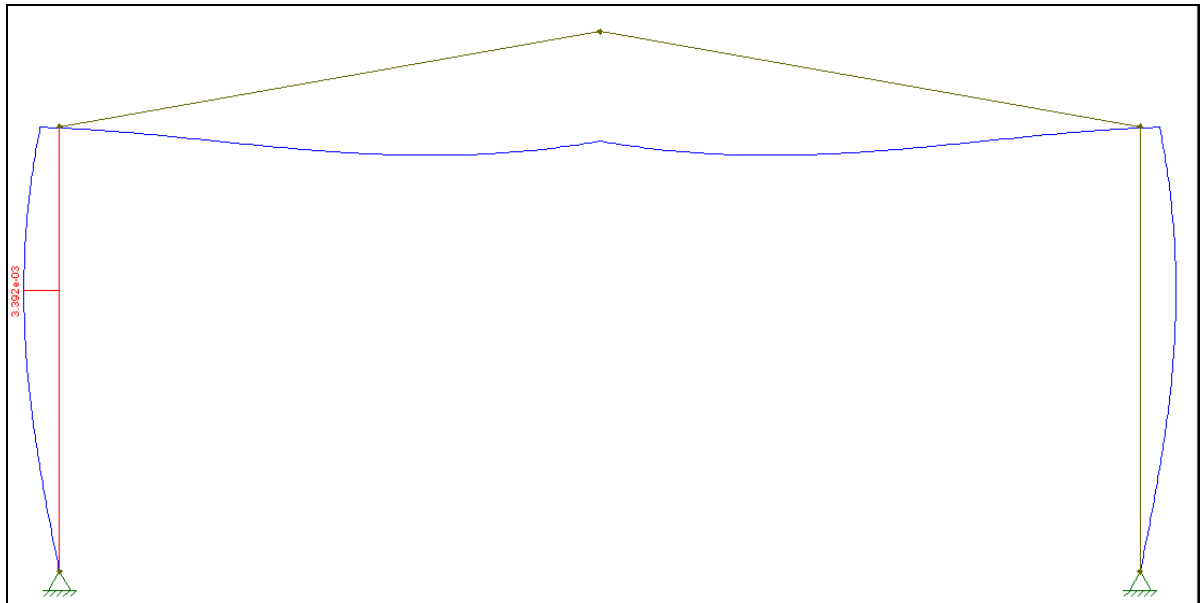
$$\Delta h_{m\acute{a}x} = \frac{Lb}{300} \quad (46)$$

$$\Delta h_{m\acute{a}x} = \frac{5350 \text{ mm}}{300} = 17,8 \text{ mm}$$

Onde:

$\Delta h_{m\acute{a}x}$  – máximo deslocamento horizontal, mm.

Figura 57 – Deslocamento horizontal máximo da estrutura – Aço



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.4 Dimensionamento da estrutura em concreto armado

O dimensionamento da estrutura em concreto armado baseou-se nas determinações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e suas etapas são apresentadas nos itens a seguir.

##### 4.4.1 Combinações de cargas – ELU – estrutura em concreto armado

Para verificação da segurança da estrutura em relação ao ELU, as cargas atuantes foram majoradas e suas ações combinadas, como prevê a NBR 6118 (ABNT 2014), buscando identificar a situação mais desfavorável à estrutura.

##### 4.4.1.1 Combinação 1-Fd1 – estrutura em concreto armado

A combinação 1 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura (item 4.1.3) e do peso de sobrecarga na cobertura (item 4.2.1), e é obtida segundo a Equação 47 e representada na Figura 58.

$$F_{d1} = \Sigma(1,40 \cdot qp) + (1,4 \cdot S_c) = \Sigma(1,40 \cdot 2,7) + (1,4 \cdot 1,5) \quad (47)$$

$$F_{d1} = 9,3 \text{ kN/m}$$

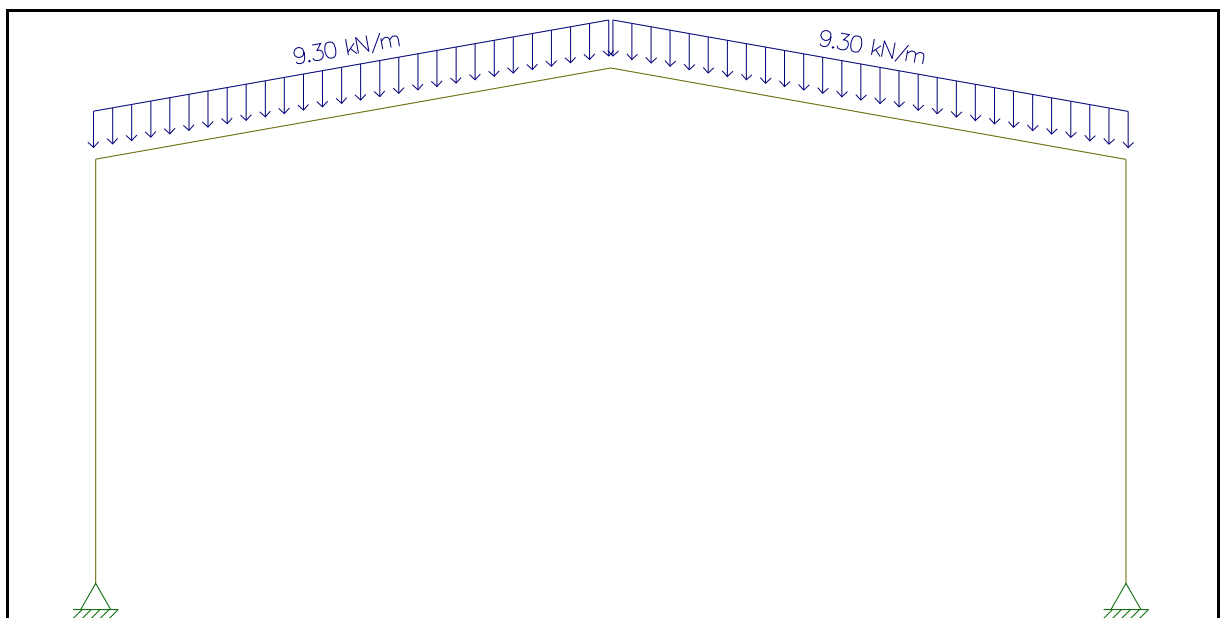
Onde:

$F_{d1}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 1, kN/m;

$qp$  – força permanente, kN/m;

$S_c$  – força de sobrecarga na cobertura, kN/m.

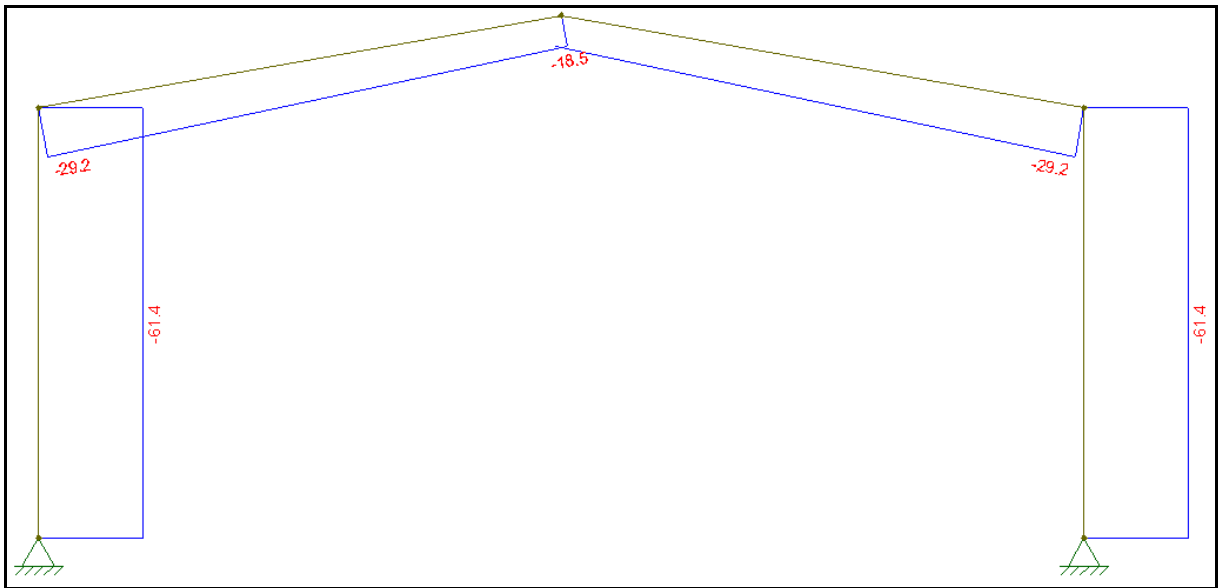
Figura 58 – Combinação 1: carga permanente + carga accidental – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo Autor.

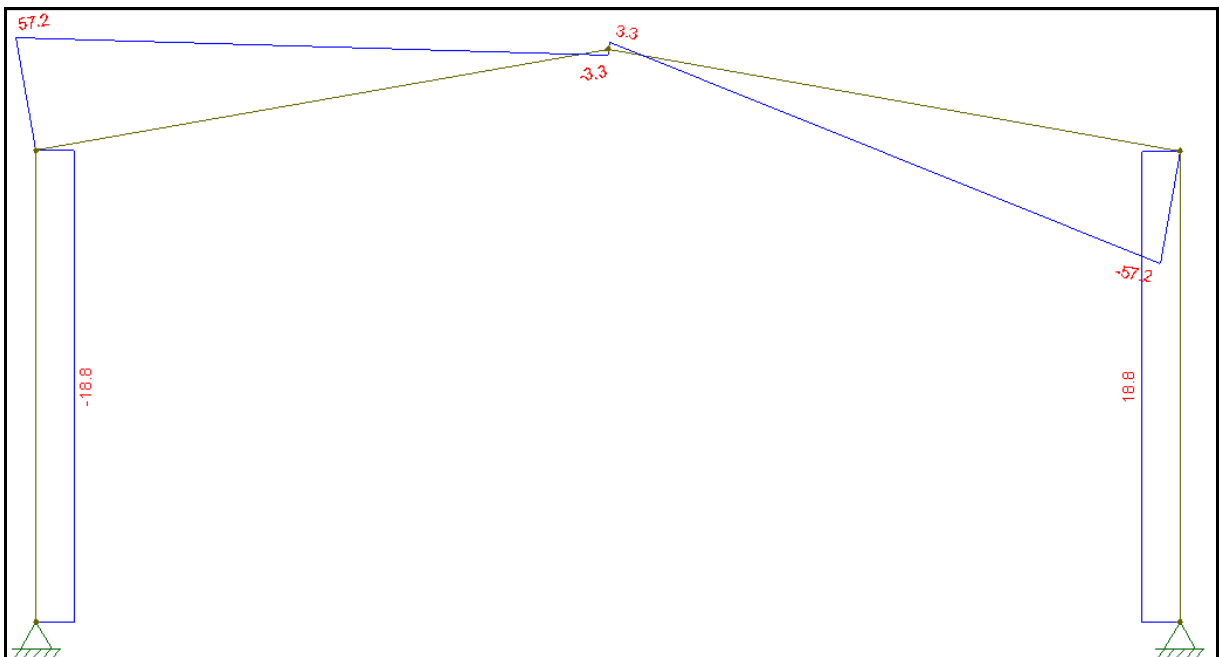
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 1, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de compressão, com valor de -61,4 kN (FIGURA 59); maior esforço cortante de 57,2 kN (FIGURA 60) e maior momento fletor de 100,5 kN.m (FIGURA 61).

Figura 59 - Diagrama de esforço normal combinação Fd1 – Concreto armado



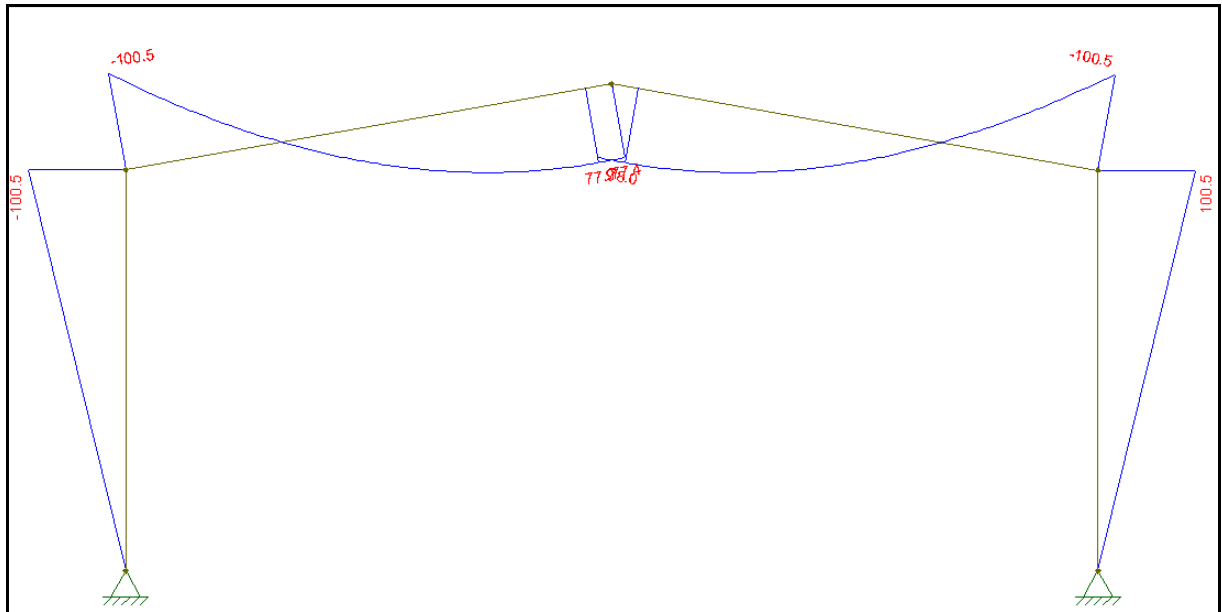
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 60 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd1 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 61 - Diagrama de momento fletor combinação Fd1 – Concreto armado



Fonte: Autor(2018)

#### 4.4.1.2 Combinação 2-Fd2 – estrutura em concreto armado

A combinação 2 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura e da ação do vento no sentido 0° com coeficiente de pressão interna 0,2, é obtida segundo a Equação 8 e representada na Figura 62.

$$F_{d2,vert,vig} = \Sigma(1,0 \cdot 5,4) - (1,40 \cdot 5,13 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -1,93 \text{ kN/m}$$

$$F_{d2,horiz,vig} = -(1,40 \cdot 5,13 \cdot \cos(80^\circ)) = -1,24 \text{ kN/m}$$

$$F_{d2,pil} = -(1,40 \cdot 5,13) = -7,18 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d2}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 2, kN/m;

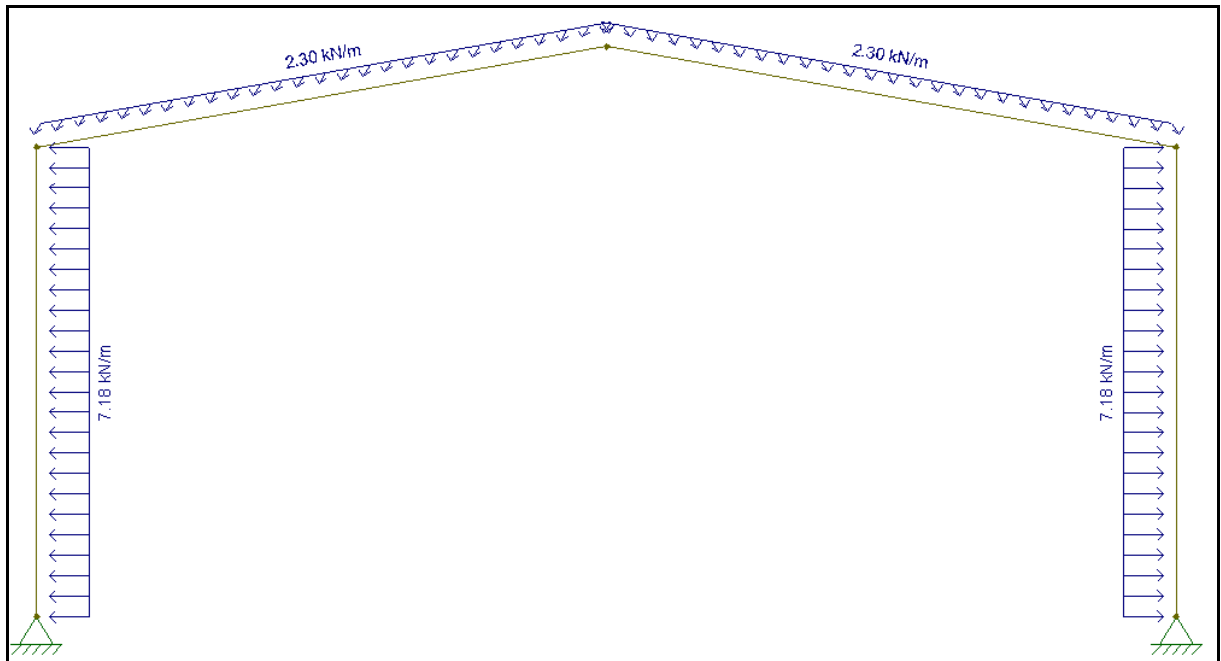
$C_{vento}$  – carga de vento – 0° e cpi + 0,2, kN/m;

$F_{d2,vert,vig}$  – força vertical atuante nas vigas esquerda e direita, kN/m;

$F_{d2,horiz,vig}$  – força horizontal atuante nas vigas esquerda e direita, kN/m;

$F_{d2,pil}$  – força atuante nos pilares esquerdo e direito, kN/m.

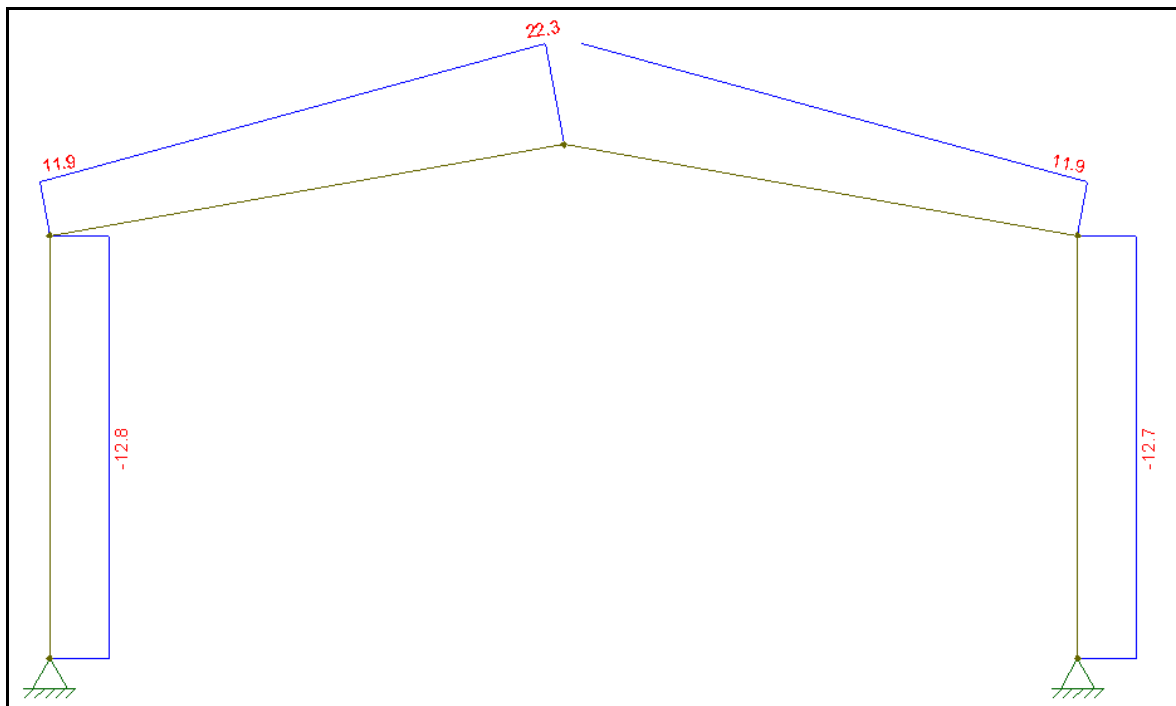
Figura 62 – Combinação 2: carga permanente – vento 0° Cpi +0,2 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

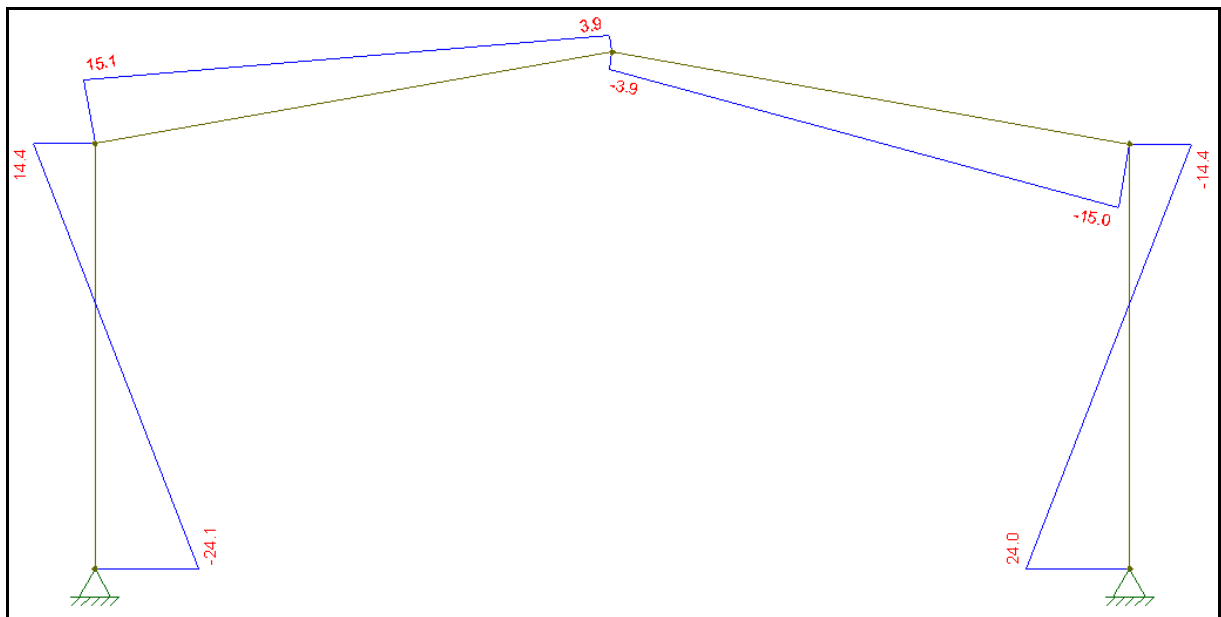
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 2, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de tração, com valor de 22,3 kN (FIGURA 63); maior esforço cortante de 24,1 kN (FIGURA 64) e maior momento fletor de 40,3 kN.m (FIGURA 65).

Figura 63 – Diagrama de esforço normal combinação Fd2 – Concreto armado



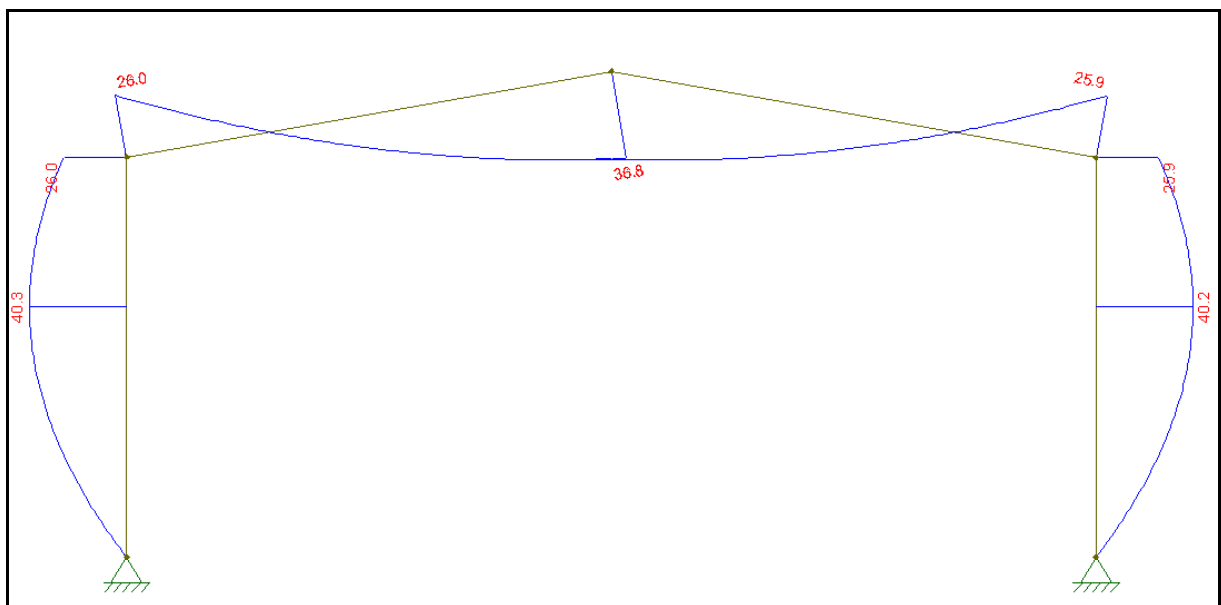
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 64 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd2 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 65 – Diagrama de momento fletor combinação Fd2 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.4.1.3 Combinação 3-Fd3 – estrutura em concreto armado

A combinação 3 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura e da ação do vento no sentido 90° com coeficiente de pressão interna +0,2, é obtida segundo a Equação 8 e representada na Figura 66.



$$F_{d3,vert,vig,esq} = \Sigma(1,0 \cdot 5,14) - (1,40 \cdot 7,18 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -4,76 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,horiz,vig,esq} = -(1,40 \cdot 7,18 \cdot \cos(80^\circ)) = -1,74 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,vert,vig,dir} = \Sigma(1,0 \cdot 5,14) - (1,40 \cdot 3,10 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -0,87 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,horiz,vig,dir} = -(1,40 \cdot 3,10 \cdot \cos(80^\circ)) = -0,75 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,pil,esq} = 1,40 \cdot 2,56 = 3,58 \text{ kN/m}$$

$$F_{d3,pil,dir} = -1,40 \cdot 3,60 = -5,04 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d3}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 3, kN/m;

$C_{vento}$  – carga de vento –  $90^\circ$  e cpi + 0,2, kN/m ;

$F_{d3,vert,vig,esq}$  – força vertical atuante na viga esquerda, kN/m;

$F_{d3,horiz,vig,esq}$  – força horizontal atuante na viga esquerda, kN/m;

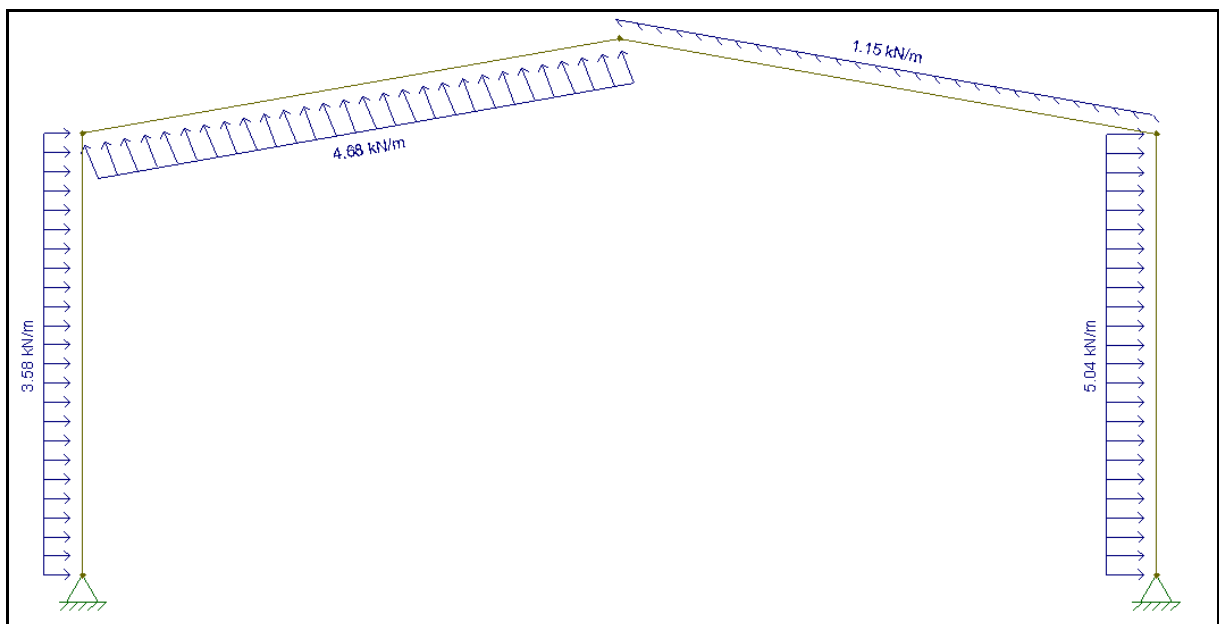
$F_{d3,vert,vig,dir}$  – força vertical atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d3,horiz,vig,dir}$  – força horizontal atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d3,pil,esq}$  – força atuante no pilar esquerdo, kN/m;

$F_{d3,pil,dir}$  – força atuante no pilar direito, kN/m.

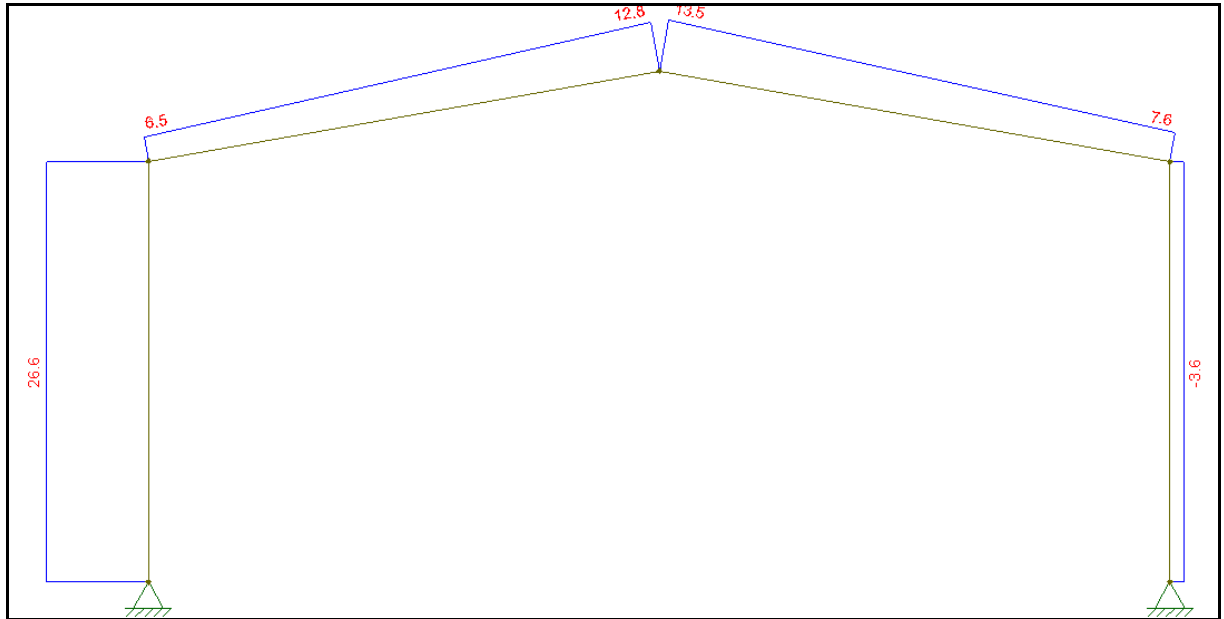
Figura 66 – Combinação 3: carga permanente – vento  $90^\circ$  Cpi +0,2 – Concreto armado.



Fonte: elaborado pelo autor.

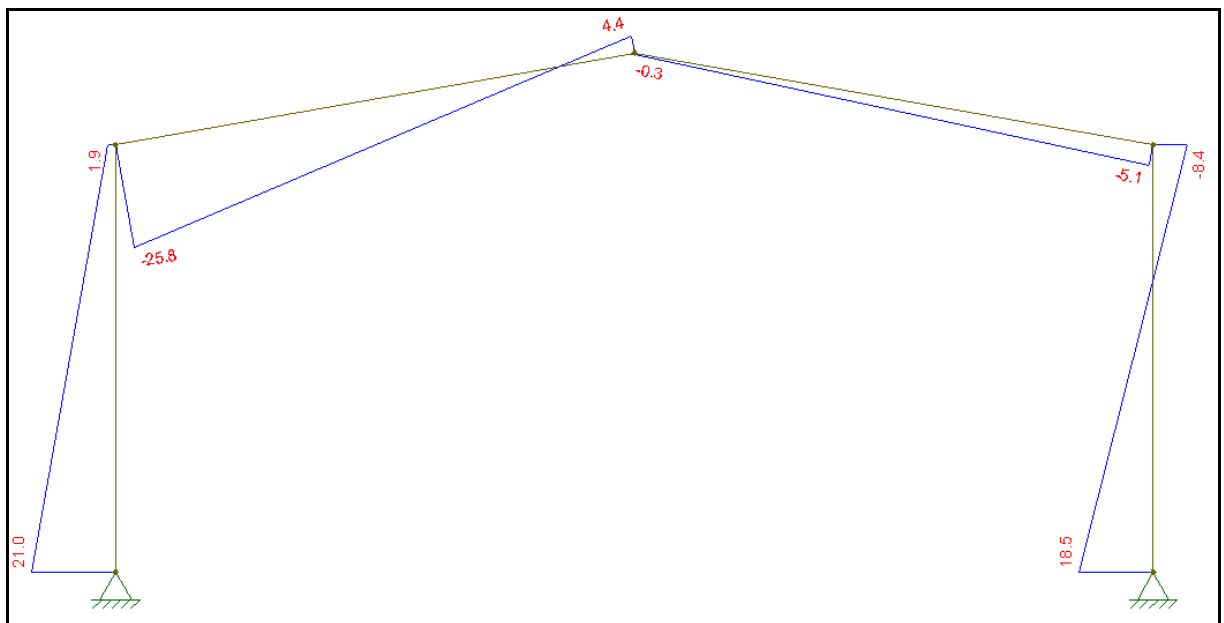
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 3, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de tração, com valor de 26,6 kN (FIGURA 67); maior esforço cortante de 25,8 kN (FIGURA 68) e maior momento fletor de 61,3 kN.m (FIGURA 69).

Figura 67 – Diagrama de esforço normal combinação Fd3 – Concreto armado



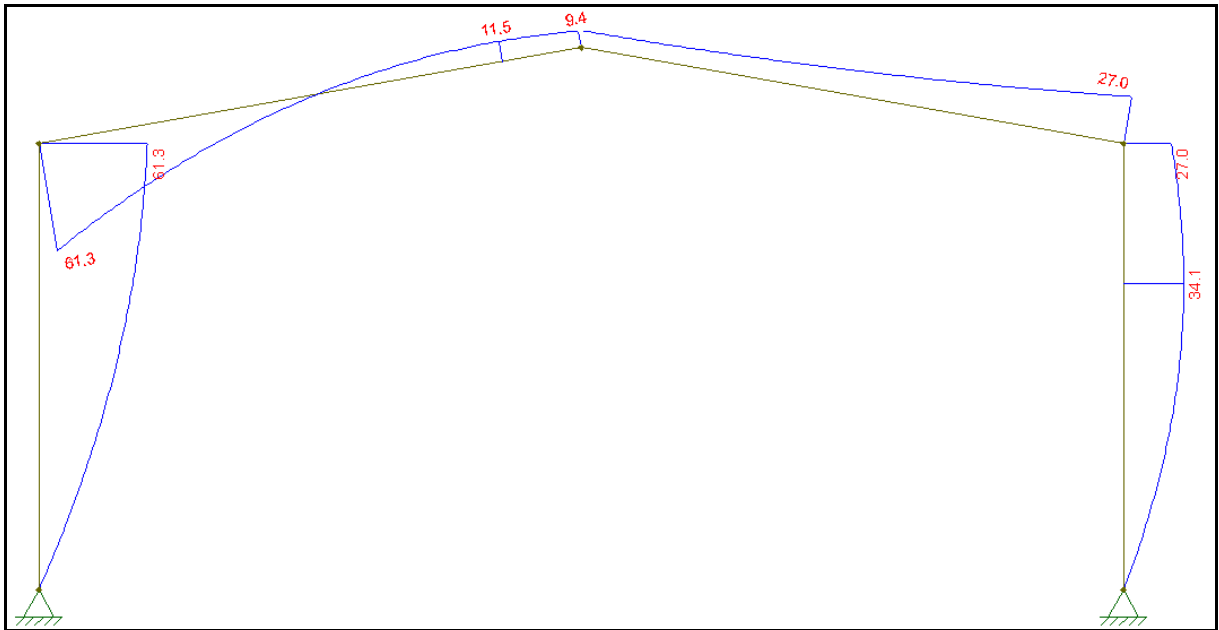
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 68 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd3 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 69 – Diagrama de momento fletor combinação Fd3 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.4.1.4 Combinação 4-Fd4 – estrutura em concreto armado

A combinação 4 considera a ação conjunta do peso próprio da estrutura e da ação do vento no sentido 90° com coeficiente de pressão interna -0,3, é obtida segundo a Equação 8 e representada na Figura 70.

$$F_{d4,vert,vig,esq} = \Sigma(1,0 \cdot 5,14) - (1,40 \cdot 4,61 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = -1,21 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,horiz,vig,esq} = -(1,40 \cdot 4,61 \cdot \cos(80^\circ)) = -1,12 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,vert,vig,dir} = \Sigma(1,0 \cdot 5,14) - (1,40 \cdot 0,51 \cdot \text{sen}(80^\circ)) = 4,44 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,horiz,vig,dir} = -(1,40 \cdot 0,51 \cdot \cos(80^\circ)) = -0,12 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,pil,esq} = 1,40 \cdot 5,13 = 7,18 \text{ kN/m}$$

$$F_{d4,pil,dir} = -1,40 \cdot 1,02 = -1,43 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{d4}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 4, kN/m;

$C_{vento}$  – carga de vento – 90° e cpi - 0,3, kN/m ;

$F_{d4,vert,vig,esq}$  – força vertical atuante na viga esquerda, kN/m;

$F_{d4,horiz,vig,esq}$  – força horizontal atuante na viga esquerda, kN/m;

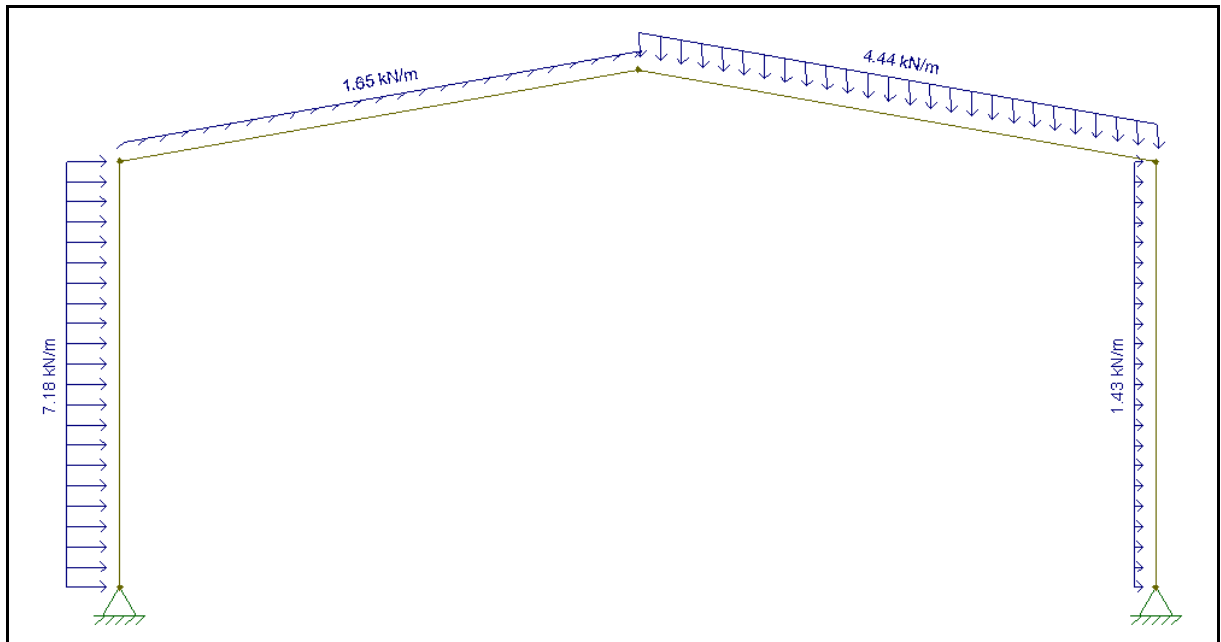
$F_{d4,vert,vig,dir}$  – força vertical atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d4,horiz,vig,dir}$  – força horizontal atuante na viga direita, kN/m;

$F_{d4,pil,esq}$  – força atuante no pilar esquerdo, kN/m;

$F_{d4,pil,dir}$  – força atuante no pilar direito, kN/m.

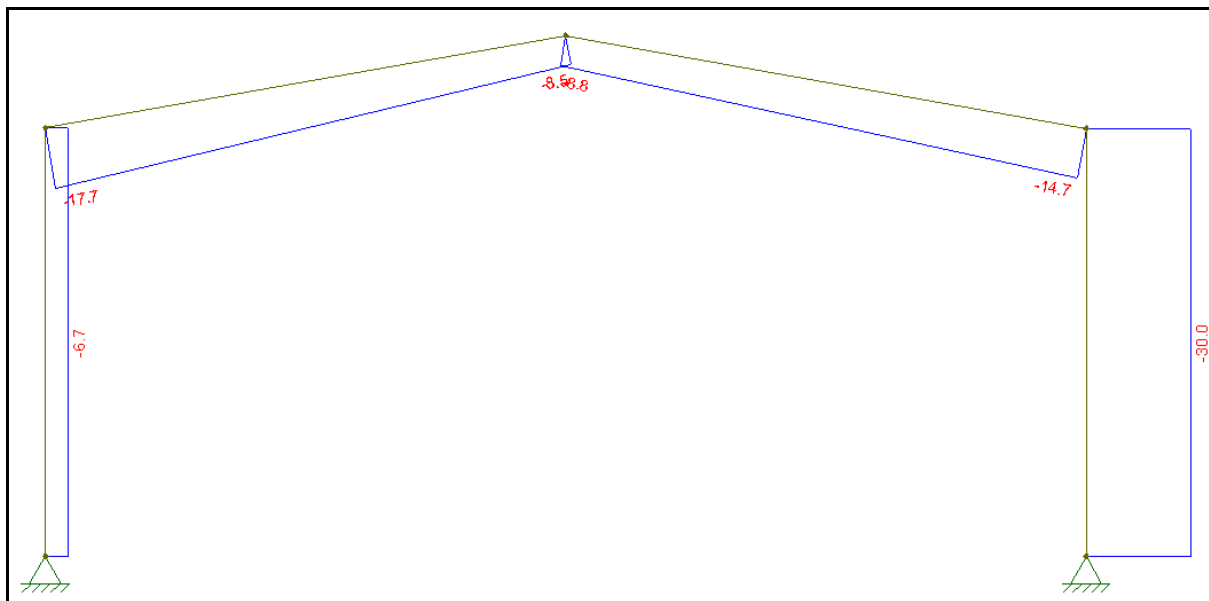
Figura 70 – Combinação 4: carga permanente – vento 90° Cpi -0,3 – Concreto armado.



Fonte: elaborado pelo autor.

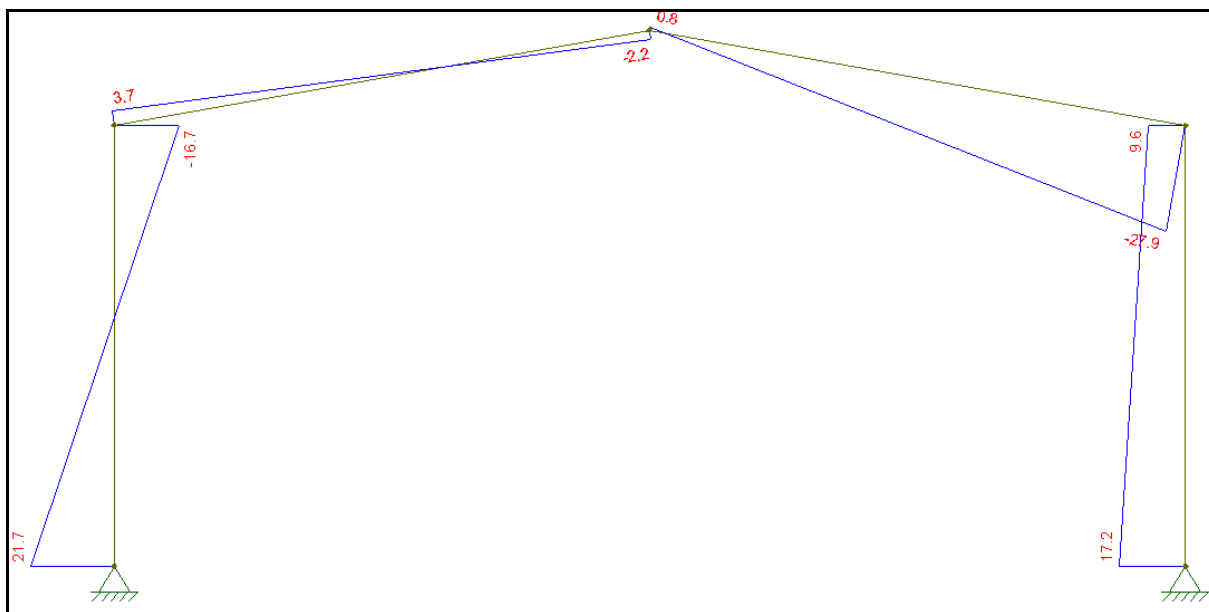
Na análise da estrutura com carregamento conforme combinação 4, obteve-se os seguintes valores para as solicitações da estrutura: maior esforço normal de compressão, com valor de 30 (Figura 71); maior esforço cortante de 27,9 kN (Figura 72) e maior momento fletor de 71,5 kN.m (Figura 73).

Figura 71 - Diagrama de esforço normal combinação Fd4 – Concreto armado



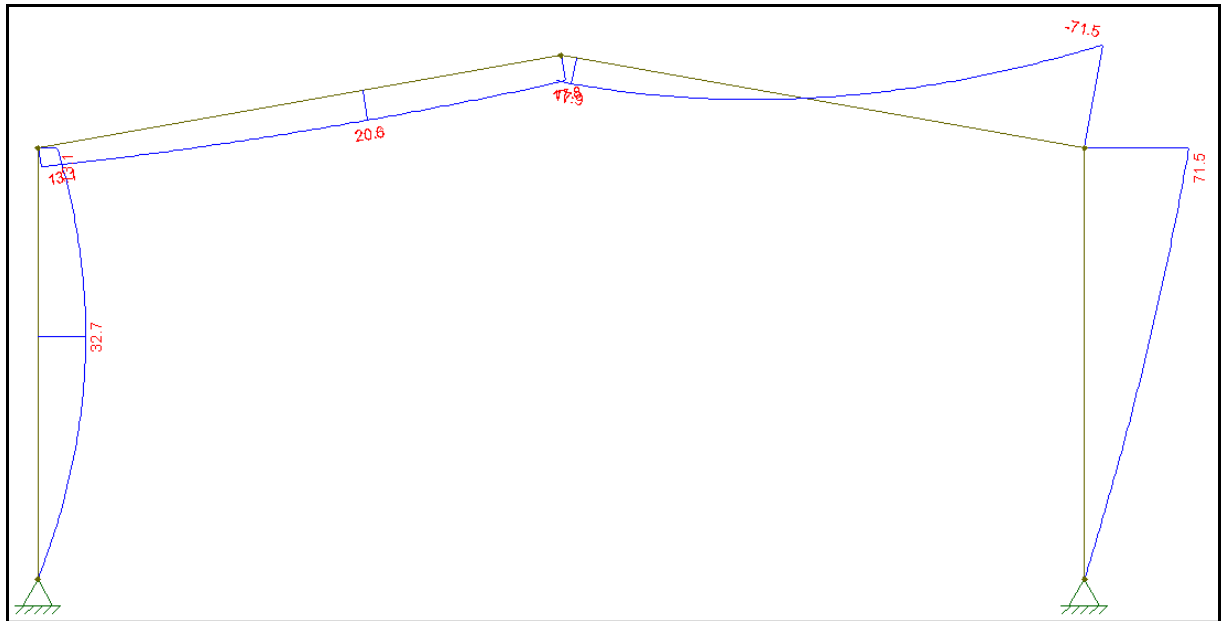
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 72 – Diagrama de esforço cortante combinação Fd4 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 73 – Diagrama de momento fletor combinação Fd4 – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

Para melhor compreender os diagramas obtidos das combinações e organizar as informações mais relevantes para o cálculo do dimensionamento, os dados foram agrupados na Tabela 12, que apresenta os maiores esforços normal, cortante e de momento fletor para cada combinação.

Tabela 13 – Solicitações máximas de cada combinação

Tipo de combinação	Pior Situação	Momento fletor (kN.m)		Esforço Normal (kN)		Esforço Cortante (kN)	
		Pilar	Viga	Pilar	Viga	Pilar	Viga
Combinação 1	Compressão	100,5	100,5	-61,4	29,2	18,8	57,2
Combinação 2	Tração	40,30	40,3	22,3	-12,8	24,1	15,1
Combinação 3	Tração	61,3	61,3	26,6	13,3	25,8	21
Combinação 4	Compressão	71,5	71,5	-30	-17,7	27,9	21,7

Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.4.2 Dimensionamento das vigas

Neste item será apresentada o dimensionamento das vigas quanto ao momento fletor e ao esforço cortante.

#### 4.4.2.1 Dimensionamento ao momento fletor

Sendo um dos objetivos do presente trabalho comparar as dimensões dos elementos estruturais de um pórtico em aço com os elementos estruturais de um pórtico em concreto armado, é fundamental que a escolha das seções dos elementos para cada sistema seja feita de maneira adequada para tal comparação. Em vista disso, buscou-se executar a estrutura com a menor seção transversal possível para os elementos que atendessem as verificações da NBR 6118 (ABNT, 2014) e, para auxiliar nesse processo de verificações de várias seções, foi utilizada uma planilha programada no *software* Excel para realizar todos os cálculos e verificações necessárias. A Figura 74 apresenta essa planilha, na qual eram alterados os valores de seção transversal e de momento fletor, pois como a variação da seção transversal provoca uma variação de carga da estrutura, acarreta também mudança no valor de momento fletor o qual era obtido por uma nova análise da estrutura no Ftool para cada seção verificada. A tabela 13 apresenta resultado da verificação de algumas seções.

Figura 74 – Planilha utilizada para verificações das seções para vigas

DADOS:		Admitindo-se barras de $\varnothing 16$ mm	
Brita	0,019 m		
h:	0,40 m		
bw:	0,2 m		
d:	0,361 m		
fck:	25000 N/m <sup>2</sup>		
Md:	100,5 kNm		
Aço:	CA-50		
fs:	434780 kN/m <sup>2</sup>		
Estribos:	0,0063 m		
Cobr.:	0,025 m		
<b>FORMULA DE BHASKARA</b>			
a =	-971,4286		
b =	876,71429		
c =	-100,5		
x' =	0,1347525 m		
x'' =	0,7677475 m		
↓			
<b>"x" adotado:</b>	0,1348 m	Profundidade da linha neutra	
<b>Verificação do domínio:</b>			
x23 =	0,093499 m		
x34 =	0,226708 m		
<b>A seção está no Domínio 3!</b>			

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 14 – Tabela com o resultado da verificação de algumas seções para vigas

Dimensões	Combinação 1 (kN/m)	Momento fletor	Planilha de dimensionamento
15 x 15 cm	-7,81	85,1	Erro- Linha neutra
15 x20 cm	-8,13	87,9	Erro- Linha neutra
20 x 20 cm	-8,87	91,7	Erro- Linha neutra
20x30cm	-9,05	99,3	Domínio 4
20x35 cm	-9,18	103,0	Domínio 4
20x40cm	-9,30	100,5	Domínio 3

Fonte: elaborado pelo autor.

Como há a intenção de apresentar detalhadamente o dimensionamento dos elementos estruturais, utilizou-se a planilha exposta acima somente para auxiliar na escolha das dimensões da seção transversal das vigas, todos os cálculos e verificações determinadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) foram realizados para a seção escolhida e serão apresentados na sequência.

Após análise da planilha e tabela de resultados, foi determinada uma seção de 20 x 40 cm para a viga. Então, com os valores das solicitações impostas ao elemento, fornecidas pelo *software* Ftool, passou-se a calcular manualmente a área de aço necessária aos elementos para suportá-las e, concomitantemente, a verificação da seção transversal. Para isso, foram utilizadas as equações x, y e z com base em Carvalho e Figueiredo (2014) que determinam a posição da linha neutra, verificação do domínio e o cálculo da área de aço necessária na seção transversal das vigas para suportar esforços de tração impostos ao elemento.

A Posição da linha neutra é obtida através da equação 48.

$$M_d = (0,68 \cdot X \cdot d - 0,272 \cdot X^2) \cdot b_w \cdot \frac{f_{ck}}{y_e} \quad (48)$$

$$100,5 = (0,68 \cdot X \cdot 36,1 - 0,272 \cdot X^2) \cdot 0,20 \cdot \frac{2,5}{1,4}$$

$$X = 13,47 \text{ cm}$$

Onde:

$M_d$  – momento característico de projeto;

$d$  – altura útil calculada pela Equação 49;

$X$  – linha neutra, distância da borda mais comprimida ao centro da peça;

$b_w$  – base da viga, cm.



$f_{ck}$  – resistência característica do concreto, kN/cm<sup>2</sup>.

$$d = h - d' \quad (49)$$

Onde:

$h$  – altura da viga;

$d'$  – altura útil da viga, calculada pela Equação 50.

$$d' = \text{cobrimento} + \varnothing_{\text{estribo}} + \frac{\varnothing}{2} \text{ barra} \quad (50)$$

$$d' = 2,5 + 0,63 + \frac{1,6}{2}$$

$$d' = 3,93 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 3,93$$

$$d = 36,1 \text{ cm}$$

Onde:

Cobrimento – 2,5 cm.

Durante o dimensionamento das vigas também foi verificado em qual domínio o elemento atingiria o ELU, sendo que há três possibilidades: domínio 2, domínio 3 e domínio 4. Conforme Carvalho e Figueiredo (2014), o primeiro é aceitável; o último busca-se evitar e o domínio 3 é o mais vantajoso para dimensionar. As equações 51 e 52 determinam os intervalos dos domínios que deverão ser comparados com o valor da linha neutra encontrado anteriormente.

$$X_{23} = 0,259 . d \quad (51)$$

$$X_{23} = 0,259 . 36,1$$

$$X_{23} = 9,35 \text{ cm}$$

Onde:

$X_{23}$  – final do domínio 2 e início do domínio 3.

$$X_{34} = 0,6283 \cdot d \quad (52)$$

$$X_{34} = 0,6283 \cdot 36,1$$

$$X_{34} = 22,68 \text{ cm}$$

Onde:

$X_{34}$  – final do domínio 3 e início do domínio 4.

Como o valor obtido para a posição da linha neutra da seção em análise é de  $X=13,47$  cm, a partir dos intervalos calculados acima, podemos concluir que a seção está no domínio 3.

A área de aço necessária na seção transversal é dada pela Equação 53.

$$A_s = \frac{M_d}{\frac{F_{yk}}{y_s} \cdot (d - 0,4 \cdot X)} \quad (53)$$

$$A_s = \frac{100,5 \cdot (100)}{50/1,15 \cdot (36,1 - 0,4 \cdot (13,47))}$$

$$A_s = 7,52 \text{ cm}^2$$

Onde:

$A_s$  – área de aço,  $\text{cm}^2$ ;

$F_{yk}$  – resistência ao escoamento do aço,  $\text{kN/cm}^2$ ;

$Y_s$  – redutor da resistência ao escoamento do aço, adimensional.

Para composição da armadura resistente foram escolhidas barras de 16 mm de diâmetro, com área de seção transversal igual a  $2,01\text{cm}^2$ , logo foram necessárias 4 barras na parte da viga resistente ao esforço de tração.

O próximo passo para o dimensionamento da estrutura é a distribuição das barras na seção transversal do elemento e verificação, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), se são atendidos os valores mínimos de espaçamento horizontal e vertical para a distribuição das barras de aço apresentados no item 2.4 deste trabalho.

Para a viga em análise, com as condições já estabelecidas anteriormente, o espaçamento horizontal para a situação em que tem o maior número de barras alinhadas na seção é determinado pela Equação 54.

$$S = \frac{b_w - (2 \cdot \text{cobrimento}) - (2 \cdot \varnothing_{\text{estribo}}) - (4 \cdot \varnothing_{\text{barra}})}{3} \quad (54)$$

$$S = \frac{20 - (2 \cdot 2,5) - (2 \cdot 0,63) - (4 \cdot 1,6)}{3}$$

$$S = 2,44 \text{ cm}$$

Onde:

S – espaçamento entre as barras, cm.

Sendo  $2,44 \text{ cm} > 1,2 \cdot (1,9) \text{ cm}$ , a configuração da armadura atende a condição de espaçamento horizontal mínimo determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2014)

Em relação ao espaçamento vertical, como o elemento possui somente duas camadas de barras na resistente à tração, o espaçamento mínimo de 2 cm previsto pela NBR 6118 (ABNT, 2014) também é atendido, como será visto na representação da seção do elemento.

O dimensionamento realizado na seção 4.4.2 é baseado na solicitação de momento fletor imposta ao elemento estrutural, então pode-se afirmar que a viga dimensionada com base de 20 cm, altura de 40 cm e com  $f_{ck}$  de 25 MPa é capaz de acomodar as armaduras de aço necessárias e resistir a um momento fletor de 100,50 kN.m, que é o valor máximo ao qual a estrutura poderá ser imposta.

#### 4.4.2.2 Dimensionamento ao esforço cortante

Em relação ao esforço cortante foi, inicialmente, realizada a verificação determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto ao esmagamento da biela de concreto, através da comparação entre a força cortante solicitante de cálculo, obtida através do *software* ftool, e a força cortante resistente de cálculo, conforme a Equação 55.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (55)$$

$$1,4 \cdot 57,2 \leq 1,4 \cdot 313,3$$

Onde:

$V_{Sd}$  – força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd2}$  – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, obtido através da equação 56.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \quad (56)$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot \frac{2,5}{1,4} \cdot 20 \cdot (36,1)$$

$$V_{Rd2} = 313,3 \text{ kN}$$

Onde:

$\alpha_{v2}$  – parâmetro obtido através da equação 57.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (57)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{25}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,9$$

Adotando-se o modelo I da NBR 6118 (ABNT, 2014) e considerando o método das bielas e tirantes, verificou-se que  $V_{rd2} > V_{sd}$ , logo, pode-se afirmar que não haverá esmagamento da biela de concreto. Após essa verificação inicial, foi realizado, segundo Carvalho e Figueiredo (2014), o cálculo da sollicitação imposta à armadura transversal do elemento, utilizando a equação 58.

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (58)$$

$$V_{sw} = 57,2 - 55,45$$

$$V_{sw} = 1,75 \text{ Kn}$$

Onde:

$V_{sw}$  – parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

$V_c$  – parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça, obtido conforme equação 59;

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (59)$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,128 \cdot 20 \cdot 36,1$$

$$V_c = 55,45 \text{ kN}$$

Onde:

$F_{ctd}$  – resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento, obtido conforme equação 60.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{\gamma_c} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (60)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot \sqrt[3]{25^2}$$

$$f_{ctd} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

E por fim, foi obtido o espaçamento entre as armaduras transversais executadas com fios de aço com 6,3 mm de diâmetro. Para essa determinação foi utilizada uma planilha programada no *software* Excel apresentada na Figura 75, que determina o valor de espaçamento obtido através de relações entre a solicitação transversal do elemento e área de aço das armaduras transversais em forma de estribos que serão utilizadas. Na imagem, os valores dentro do retângulo vermelho são as informações do modelo fornecidas à tabela e os valores dentro das caixas verdes são os resultados de espaçamentos obtidos, devendo ser adotado, para o dimensionamento do elemento em estudo, segundo Carvalho e Figueiredo (2014) o menor dos três valores, limitados ao valor mínimo de 5 cm para o espaçamento entre estribos, previsto na NBR 6118 (ABNT, 2014), para permitir a passagem do concreto

Figura 75 - Valores de espaçamento para armadura transversal

V <sub>sd</sub> =	57,2000	kN		<b>Máximo:</b>		
Ø =	6,30	mm		V <sub>sd</sub> /V <sub>rd2</sub>	0,182727	
n° pern.=	2,00			<b>s, máx =</b>	<b>21,642</b>	<b>cm</b>
A <sub>s</sub> =	0,623	cm <sup>2</sup>				
α <sub>v2</sub> =	0,90	Mpa		<b>Mínimo:</b>		
f <sub>cd</sub> =	1,786	kN/cm <sup>2</sup>		V <sub>sw,min</sub> =	28,96	kN
V <sub>rd2</sub> =	313,04	kN		<b>V<sub>Rd,min</sub>=</b>	<b>84,47</b>	<b>kN</b>
f <sub>ctd</sub> =	0,128	kN/cm <sup>2</sup>				
V <sub>c</sub> =	55,511	kN		f <sub>ctm</sub> =	0,256	kN/cm <sup>2</sup>
V <sub>sd</sub> -V <sub>c</sub>	1,689	kN		(A <sub>sw</sub> /s)	0,0205	cm <sup>2</sup> /cm
f <sub>ywd</sub> =	43,48	Mpa		min =		
A <sub>sw</sub> /s	0,0012	cm <sup>2</sup> /cm		(A <sub>sw</sub> /s)	2,0520	cm <sup>2</sup> /cm
<b>A<sub>sw</sub>/s</b>	<b>0,1197</b>	<b>cm<sup>2</sup>/m</b>		<b>min =</b>		
n° estr.=	0,1919	estribos/m		n° estr.=	3,29	estribos/m
<b>s =</b>	<b>520,98</b>	<b>cm</b>		<b>s,min =</b>	<b>30,38</b>	<b>cm</b>
Ø 6,3 mm a cada 21,00 cm				Ø 6,3 mm a cada 21,00 cm		

Fonte: elaborado pelo autor.

O valor do espaçamento resultante da relação entre a solicitação imposta a armadura transversal do elemento, foi obtido conforme a Equação 61.

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{y_s} \quad (61)$$

$$1,75 = \left( \frac{0,623}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot (36,1) \cdot \frac{50}{1,15}$$

$$S = 502,88 \text{ cm}$$

Onde:

S – espaçamento da armadura transversal;

A<sub>sw</sub> – área de aço da seção transversal.

O valor de espaçamento resultante relacionado com a altura útil do elemento, foi obtido conforme a Equação 62.

$$S = 0,6 \cdot d \quad (62)$$

$$S = 0,6 \cdot (36,1)$$

$$S = 21,66 \text{ cm}$$

Como a determinação já citada acima é adotar o menor dos três valores como espaçamento do elemento, o mesmo apresentará 21 cm de espaçamento entre as armaduras transversais, estribos.

#### **4.4.3 Dimensionamento dos pilares**

O dimensionamento dos pilares para o pórtico em concreto armado ocorreu de forma semelhante ao dimensionamento das vigas da estrutura, inicialmente foi definida uma seção transversal para o elemento, sendo realizado posteriormente o cálculo da área de aço necessária para suportar os esforços, obtidos também pela análise da estrutura no *software* Ftool, e as verificações necessárias conforme NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como um dos objetivos do presente trabalho é comparar as dimensões de dois sistemas estruturais, não seria conveniente adotarmos um único valor de seção para o elemento e, caso atendesse as verificações, adota-lo no dimensionamento da estrutura, o ideal seria realizar a verificação para alguns tamanhos de seção transversal e escolher a que representasse melhor desempenho e economia para o sistema. Então, para auxiliar nesse processo de escolha, foi utilizado um programa desenvolvido pelo professor Américo Campos Filho da Universidade Federal do Rio Grande do Sul que dimensiona a armadura necessária para pilares retangulares impostos à flexo-compressão. A Figura 76 mostra o *layout* do programa e na Tabela 14 foram expostas algumas dimensões de seção ensaiadas e o dimensionamento obtido. No programa também foram inseridas informações pré-determinadas referente a classificação do aço e do concreto, CA-50 e C25, respectivamente.

Figura 76 - Programa para dimensionamento de armadura em pilares

**dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta normal**

flexo-compressão - armaduras simétricas

procedimento  
☒ dimensionamento ☐ verificação

tipo de aço  
☐ CA-25 ☒ CA-50 ☐ CA-60

tipo de concreto  
☐ C20 ☐ C25 ☐ C30 ☐ C35 ☐ C40 ☐ C45 ☐ C50 ☐ C55 ☐ C60 ☐ C70 ☐ C80 ☐ C90

dimensões da seção  
 b = 20 cm  
 h = 40 cm  
 d = 36,1 cm

solicitações de serviço  
 N = 57,2 kN  
 M = 105,5 kN.m

calcular

sair

DECIV/UFRGS

áreas de armadura  
 As1 = 9,59 cm<sup>2</sup>  
 As2 = 9,59 cm<sup>2</sup>

Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 15 – Tabela com o resultado da verificação de algumas seções para pilares

Dimensões	Combinação 1 (kN/m)	Momento fletor (Kn.m)	Esforço Normal (kN)	Área de aço (cm <sup>2</sup> )
20x20 cm	-8,15	88,1	50,1	45,12
20x30cm	-8,73	94,4	57,3	25,42
20x35 cm	-9,02	97,5	55,5	21,18
25x35cm	-9,52	102,9	58,5	22,26
20x40cm	-9,3	105,5	61,4	19,04
40x40cm	-11,61	125,5	74,1	22,28

Fonte: elaborado pelo autor.

Após a obtenção dos resultados e devidas comparações, foi definida a adoção de um pilar com seção de 20 x 40 cm para execução da estrutura em concreto armado. Como a utilização do programa tinha como objetivo ajudar na determinação inicial da seção transversal do elemento e não substituir os cálculos necessários, foi desenvolvido na sequência conforme Bastos (2017)<sup>1</sup> o roteiro de cálculo, verificações e considerações necessárias para obtenção da área de aço na seção transversal do pilar.

O primeiro passo foi a determinação dos esforços solicitantes da estrutura, obtidos através da análise da estrutura no *software* Ftool. Os resultados encontrados, como já apresentados na Tabela 13, foram de 100,5 kN.m para o momento fletor (Md) e -61,4 para o



esforço normal de compressão. Nesses valores já estão os coeficientes de majoração e o coeficiente de ponderação do ELU.

Posteriormente, foram determinados os parâmetros necessários aos cálculos. A relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração são representadas pelos índices de esbeltez, os quais são obtidos pelas equações 63 e 64, para seções retangulares.

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h} \quad (63)$$

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot 535}{20} = 92,55$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot 535}{40} = 46,27$$

Onde:

$\lambda_x$  – índice de esbeltez na direção x;

$\lambda_y$  – índice de esbeltez na direção y;

$l_e$  – comprimento de flambagem na direção;

$h$  – dimensão do pilar na direção.

Os Momentos Fletores mínimos para as direções X e Y são obtidos pelas equações 64 e 65, respectivamente.

$$M_{1d,min,x} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h_x) \quad (64)$$

$$M_{1d,min,x} = 61,4 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 20)$$

1 Notas de aula “Pilares de Concreto Armado” do Professor Prof. Dr. Paulo Sérgio Dos Santos Bastos, na disciplina 2323 - Estruturas De Concreto II, da Universidade Estadual Paulista em maio de 2017. Acesso pelo link: < <http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf> >. Acesso em: novembro de 2018.

$$M_{1d,min,x} = 128,94 \text{ kN.cm}$$

Onde:

$M_{1d,min,x}$  – momento fletor mínimo de 1ª ordem, na direção X;

$N_d$  – força normal solicitante de cálculo.

$$M_{1d,min,y} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h_y) \quad (65)$$

$$M_{1d,min,y} = 61,4 \cdot (1,5 + 0,03 \cdot 40)$$

$$M_{1d,min,y} = 165,78 \text{ kN.cm}$$

Onde:

$M_{1d,min,y}$  – momento fletor mínimo de 1ª ordem, na direção Y;

As excentricidades mínimas para as direções X e Y são obtidos pelas equações 66 e 67, respectivamente.

$$e_{1x,min} = \frac{M_{1d,min,x}}{N_d} \quad (66)$$

$$e_{1x,min} = \frac{128,94}{61,4}$$

$$e_{1x,min} = 2,1 \text{ cm}$$

Onde:

$e_{1x,min}$  – excentricidade mínima em x.

$$e_{1y,min} = \frac{M_{1d,min,y}}{N_d} \quad (67)$$

$$e_{1y,min} = \frac{165,78}{61,4}$$

$$e_{1y,min} = 2,7 \text{ cm}$$

Onde:

$e_{1y,min}$  – excentricidade mínima em y.

As esbeltez limites são calculadas para as direções X e Y, conforme a equação 68.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (68)$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{0}{20}}{0,6} = 41,67 \rightarrow \therefore \lambda_{1,x} = 41,67$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \frac{163,68}{40}}{0,6} = 126,91 \leq 90 \rightarrow \therefore \lambda_{1,y} = 90$$

Onde:

$\lambda_1$  – índice de esbeltez limite;

$\lambda_{1,x}$  – índice de esbeltez limite em x;

$\lambda_{1,y}$  – índice de esbeltez limite em y;

$e_1$  – excentricidade de 1ª ordem, na direção x calculada pela equação 69, em y não ocorre e excentricidade de 1ª ordem, logo  $e_{1,y} = 0$ ;

$h$  – dimensão do pilar na direção;

$\alpha_b$  – coeficiente calculado pela equação 70.

$$e_{1,x} = \frac{M_d}{N_d} \quad (69)$$

$$e_{1,x} = \frac{10050}{61,4} = 163,68$$

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_B}{M_A} \quad (70)$$

Onde:

$M_B$  – momento na base do pilar;

$M_A$  – momento no topo do pilar.

Como  $\lambda_x > \lambda_{1,x}$  são considerados efeitos locais de 2ª ordem na direção x. Na direção y não são considerados efeitos locais de 2ª ordem pois  $\lambda_y < \lambda_{1,y}$ .

Obtêm-se o momento de 2ª ordem pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada através da equação 71.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_d + N_d \frac{l_s^2}{10} \frac{1}{r} \quad (71)$$

$$\text{Sendo que } M_{d,tot} \geq \begin{cases} M_d \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

A curvatura na direção x sujeita a momentos fletores de 2ª ordem e a excentricidade máxima de 2ª ordem são obtidas pelas da equações 72 e 74.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h_x(v + 0,50)} \quad (72)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{20(0,054 + 0,5)} = 0,000451 \text{ cm}^{-1}$$

Onde:

$\frac{1}{r}$  – curvatura na direção x;

$v$  – força normal adimensional, definida pela equação 73.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot F_{cd}} \quad (73)$$

$$v = \frac{61,4}{800 \frac{2,5}{1,4}} = 0,043$$

Onde:

$A_c$  – área da seção do elemento;

$F_{cd}$  – resistência de cálculo do concreto à compressão.

$$e_{2x} = \frac{l_e x^2}{10} \frac{1}{r} \quad (74)$$

$$e_{2x} = \frac{535^2}{10} \cdot 0,000451 = 12,90 \text{ cm}$$

Onde:

$e_{2x}$  – excentricidade máxima de 2ª ordem.

Após determinadas as variáveis, pode-se determinar o momento de 2ª ordem conforme equação 75.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{l_s^2}{10} \frac{1}{r} \quad (75)$$

$$M_{d,tot,x} = 0,6 \cdot 10050 + 61,4 \cdot \frac{535^2}{10} \cdot 0,000451$$

$$M_{d,tot,x} = 6822,06 \text{ kN.cm}$$

Pode-se verificar que  $M_{d,tot,x} > M_{1d,mín,x}$ .

Na direção y não são considerados efeitos locais de 2ª ordem, então o momento  $M_{d,tot,x}$  é igual ao  $M_d$ .

Com a determinação de  $M_{d,tot,x}$  e  $M_{d,tot,y}$  podemos determinar os coeficientes  $\mu$  (EQUAÇÃO 76) para as direções x e y, e associado ao valor de  $\nu$ , obtido através da equação 73, pode-se obter a taxa de armadura necessária à seção, utilizando os ábacos de VENTURINI (1987).

$$\mu = \frac{M_{d,tot}}{h \cdot Ac \cdot f_{cd}} \quad (76)$$

$$\mu_x = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x \cdot Ac \cdot f_{cd}} = \frac{6882,06}{20 \cdot 800 \frac{2,5}{1,4}} = 0,24$$

$$\mu_y = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y \cdot Ac \cdot f_{cd}} = \frac{10050}{40 \cdot 800 \frac{2,5}{1,4}} = 0,17$$

Onde:

$\mu$  – esforço adimensional;

$\mu_x$  – esforço adimensional em x;

$\mu_y$  – esforço adimensional em y.

Para determinação de qual Ábaco deve ser adotado é necessário obter as relações entre a distância do centro da barra de canto até a face do pilar e a dimensão na direção (EQUAÇÃO 77).

$$\frac{d'}{h} \quad (77)$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4}{20} = 0,20 \rightarrow \text{Ábaco A - 29: } \omega = 0,15$$

$$\frac{d'}{h_y} = \frac{4}{40} = 0,10 \rightarrow \text{Ábaco A - 27: } \omega = 0,55$$

Onde:

$d'$  – distância do centro da barra de canto até a face do pilar;

$h$  – altura na direção.

A armadura final, resultante da maior taxa de armadura ( $\omega = 0,55$ ) obtida nos cálculos, é determinada pela equação 78.

$$A_s = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,55 \cdot 800 \cdot \frac{2,5}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 18,07 \text{ cm}^2 \quad (78)$$

Onde:

$A_s$  – área de aço na seção transversal do pilar;

$\omega$  – taxa de armadura.

Foi possível constatar diferença entre a área de aço obtida para a seção do pilar através da utilização do programa e desenvolvimento de cálculo manual. Essa diferença se deve a mudança de alguns parâmetros analisados e assim como a não utilização dos ábacos de Venturini pelo método computacional. Contudo, será adotado para o pilar a maior área de aço apresentada pelos métodos, ou seja,  $19,18 \text{ cm}^2$ .

A armadura será composta por 5 barras de 16 mm de diâmetro fixadas nas duas faces com dimensão igual a 20 cm.

#### 4.4.4 Verificação dos deslocamentos – estrutura em concreto armado

Da mesma maneira que para a estrutura em aço, para fins de comparação, o máximo deslocamento horizontal e o máximo deslocamento vertical foram obtidos para verificação dos ELS da estrutura, considerando a combinação frequente de ações. As combinações de cargas, assim como coeficientes utilizados serão descritos nos itens a seguir.

##### 4.4.4.1 Deslocamento vertical – estrutura de concreto armado

Para a verificação do deslocamento vertical da estrutura, foi utilizado o *software* Ftool, no qual foi modelada a estrutura (FIGURA 77) com a seguinte combinação de carregamento, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme Equação 43.

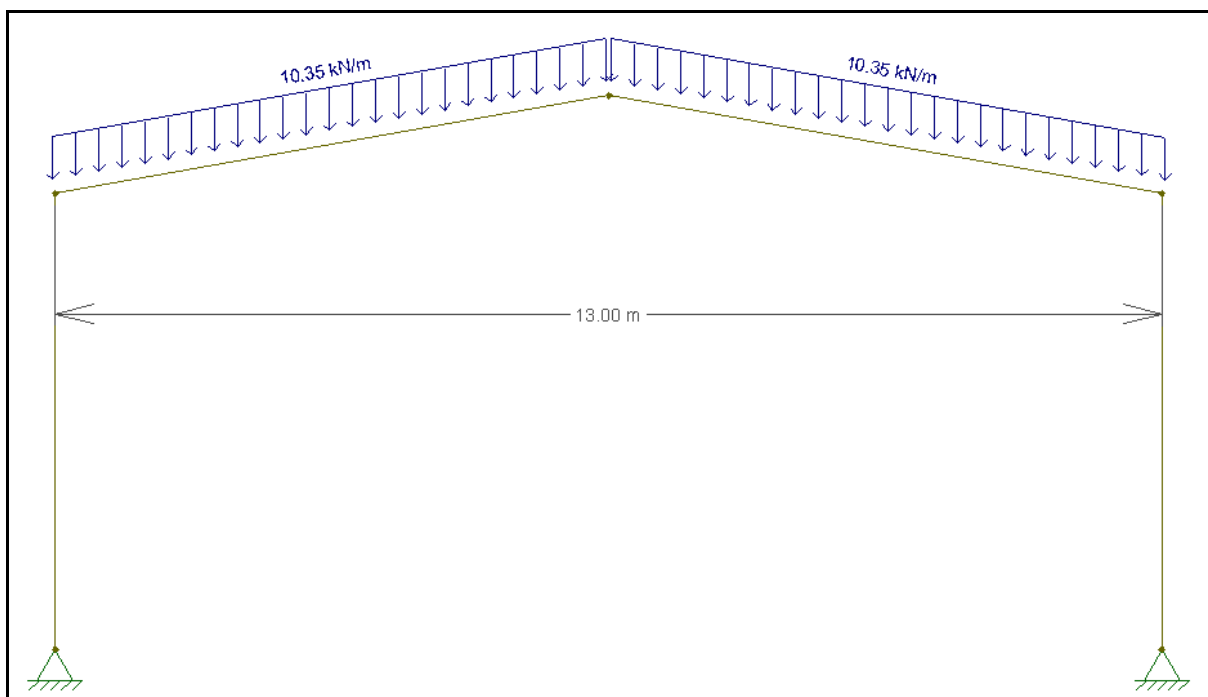
$$F_{dv} = \Sigma(1,00 \times 9,3) + (0,7 \times 1,5)$$

$$F_{dv} = 10,35 \text{ kN/m}$$

Onde:

$F_{dv}$  – força de cálculo referente ao caso de cargas da combinação 1, kN/m

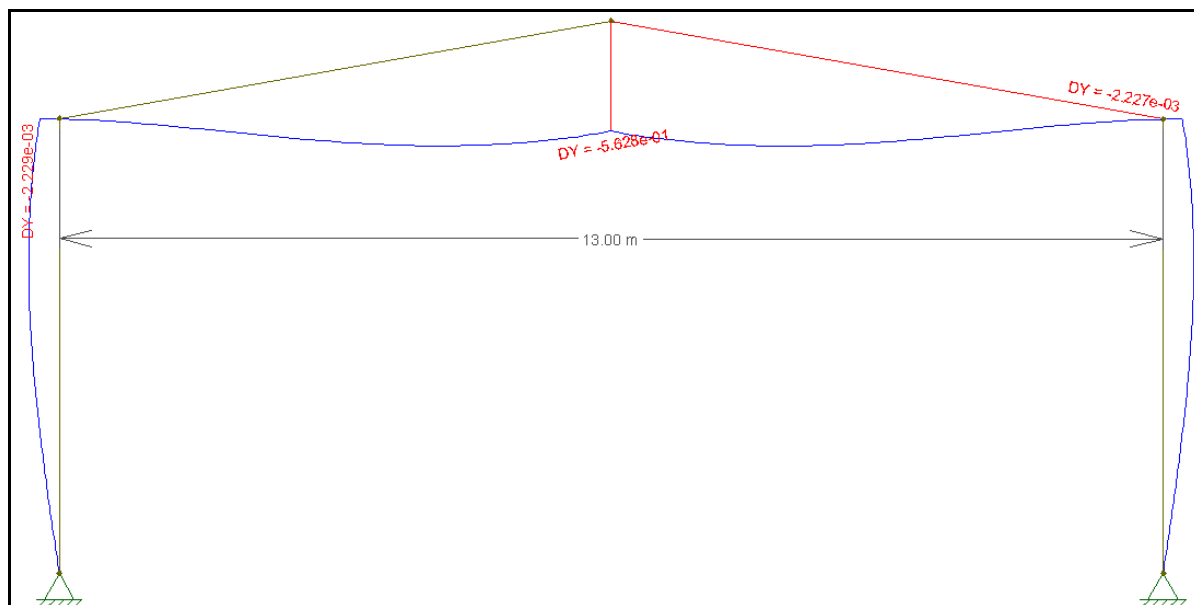
Figura 77 - Combinação frequente de cargas – deslocamento vertical – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) o máximo deslocamento vertical para as vigas de cobertura permitido é de  $L/250$ , onde  $L$  é o comprimento do vão, no caso, 13,00 m. Utilizando o *software*, o deslocamento vertical máximo obtido foi de 5,62 mm (FIGURA 78), estando a estrutura em conformidade quanto a esse parâmetro, pois o máximo permitido, segundo a fórmula 44, é de 52 mm.

Figura 78 - Deslocamento vertical máximo da estrutura – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

#### 4.4.4.2 Deslocamento horizontal – estrutura de concreto armado

Para o deslocamento horizontal da estrutura também foi utilizado o *software* Ftool e uma combinação de carregamentos. Nesse caso, o carregamento utilizado é a combinação da pior situação de vento que a estrutura poderá sofrer, já calculada anteriormente no item 4.2.2, com a carga permanente da estrutura, combinando-se, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme equação 45.

$$F_{dhv} = \sum(1,00 \times 9,3) - (0,3 \times 5,18 \sin(80^\circ)) = 7,77 \text{ kN/m}$$

$$F_{dhh} = (0,3 \times 5,18 \cdot \cos(80^\circ)) = 0,26 \text{ kN}$$

$$F_h = -0,3 \times 5,13 = 1,54 \text{ kN/m}$$



Onde:

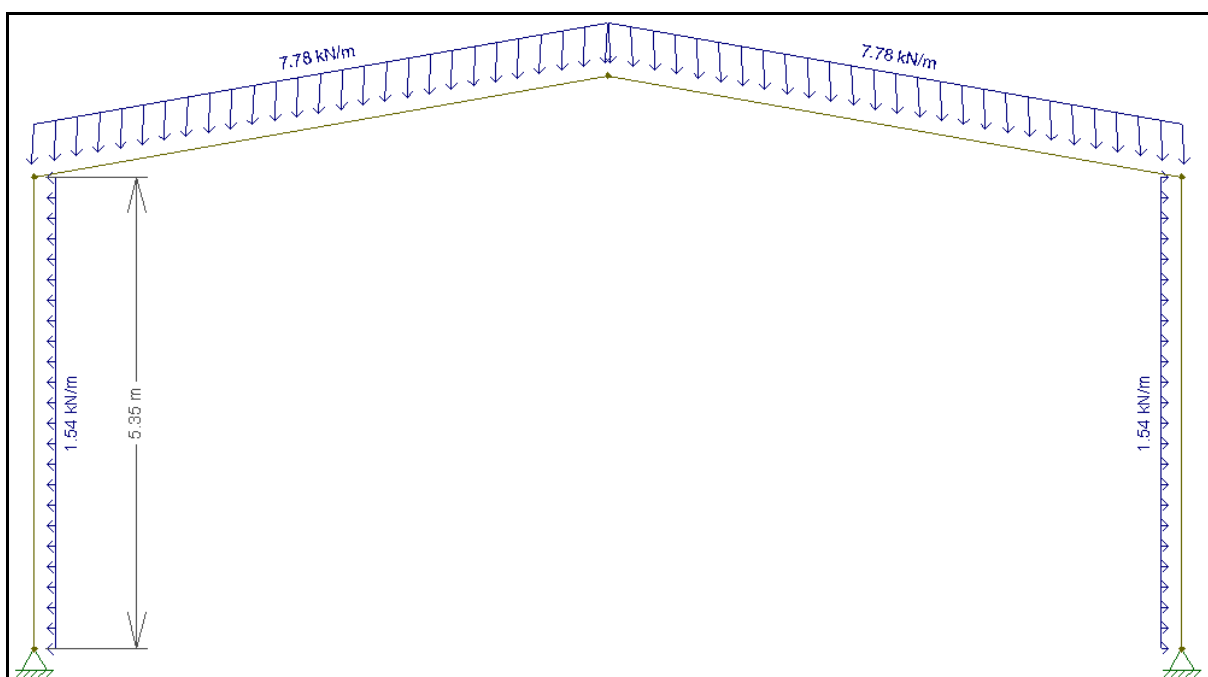
$F_{dhv}$  – força vertical atuante nas vigas;

$F_{dhh}$  – força horizontal atuante nas vigas.

$F_h$  – força horizontal atuante nos pilares.

A figura 79 representa a modelagem da estrutura e carregamento no *software*.

Figura 79 – Combinação frequente – deslocamento horizontal – Concreto armado



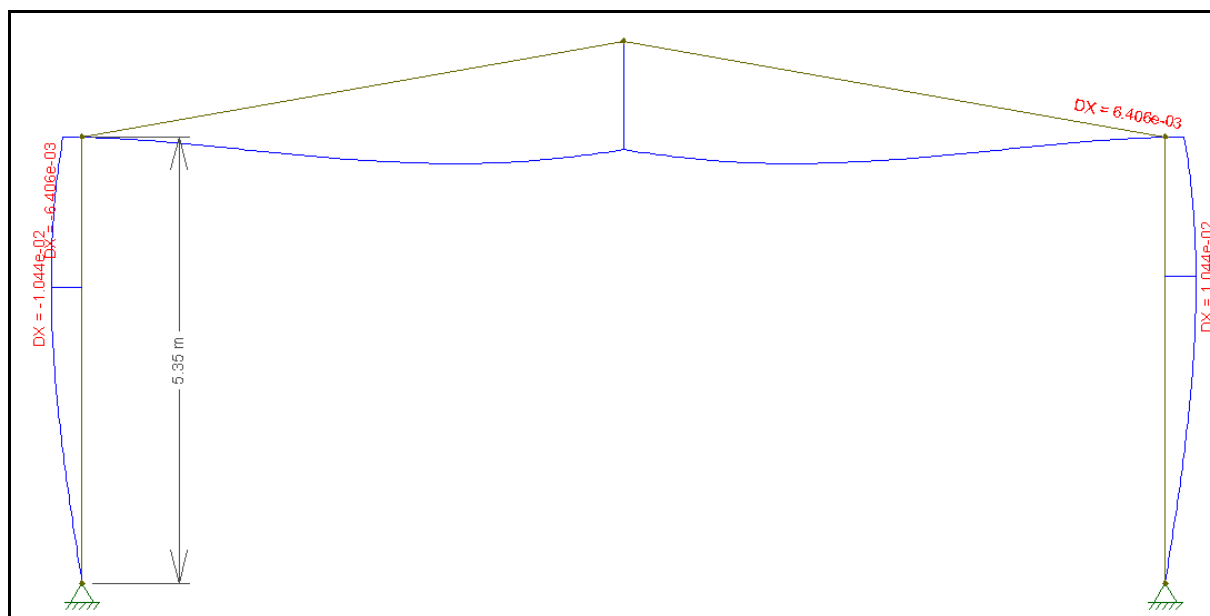
Fonte: elaborado pelo autor.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que o máximo deslocamento horizontal permitido para a estrutura é de  $L/250$ , onde  $L$  é a altura do pilar. Os resultados obtidos, mostram que, na pior situação de carregamento que a estrutura poderá sofrer, o deslocamento horizontal máximo será de 10,44 mm (FIGURA 80), estando a estrutura em conformidade em relação ao deslocamento horizontal, pois o máximo permitido é 21,4 mm (EQUAÇÃO 79).

$$\Delta h_{\max} = \frac{Lb}{250} \quad (79)$$

$$\Delta h_{\text{máx}} = \frac{5350 \text{ mm}}{250} = 21,4 \text{ mm}$$

Figura 80 – Deslocamento horizontal máximo da estrutura – Concreto armado



Fonte: elaborado pelo autor.

## 4.5 Comparações

Os resultados obtidos para os parâmetros pré-estabelecidos a serem comparados são foram agrupados na Tabela 15.

Tabela 16 – Resultados obtidos no dimensionamento

Resultados			
Parâmetros		Pórtico em aço	Pórtico em concreto armado
Dimensões da estrutura	Vigas	16,5 x 31 cm	20 x 40 cm
	Pilares	16,5 x 31 cm	20 x 40 cm
Peso da estrutura		925 kg	4.874 kg
Deslocamento horizontal		1,66 mm	10,44 mm

Fonte: elaborado pelo autor.

### 4.5.1 Deslocamento horizontal

Em relação ao deslocamento horizontal da estrutura, analisando os resultados obtidos, pode-se constatar que o sistema estrutural em aço apresentou um desempenho, aproximadamente, 83,71 % melhor do que o sistema estrutural em concreto armado. Enquanto

que o máximo deslocamento horizontal apresentado no pórtico em aço foi de 1,66 mm, no pórtico em concreto armado atingiu o valor máximo de 10,44 mm. A partir da utilização do aço em estruturas de edificações foi possível alcançar maiores distâncias entre vãos e maiores alturas utilizando elementos mais esbeltos quando comparados as tradicionais estruturas de concreto armado. Entretanto, para essas situações, deve-se ter atenção especial ao deslocamento horizontal que a estrutura poderá apresentar. Para a comparação em questão, com altura iguais e dimensões aproximadas dos elementos estruturais, o aço apresentou deslocamento horizontal inferior ao concreto, devido ao valor do seu módulo de elasticidade ser aproximadamente 10 vezes maior do que o do concreto.

Ainda com relação ao deslocamento horizontal, é pertinente que se discuta sobre as ligações entre os elementos coluna e viga. Inicialmente, as duas estruturas foram concebidas com rótulas ligando esses dois elementos, entretanto os deslocamentos horizontais apresentados pelos dois sistemas foram muito superiores aos determinados pelas normas. Como, no presente trabalho, não foram dimensionadas estruturas de contraventamento, foi necessário adotar um sistema com colunas e vigas sem rótulas internas para diminuir o valor de deslocamento horizontal da estrutura.

#### **4.5.2 Peso próprio da estrutura**

Os resultados obtidos para o peso próprio de cada estrutura demonstram que o sistema composto por elementos estruturais em aço apresenta um peso próprio, aproximadamente, 81 % menor que o sistema em concreto armado. Enquanto que a estrutura do pórtico em aço apresentou massa de 925 kg a da estrutura em concreto armado foi de 4.874 kg.

O resultado da comparação, citado acima, já era esperado a partir da comparação da massa linear dos elementos. O perfil de aço escolhido W 310 x 38,7 possui massa linear de 38,7 kg/m, enquanto que os elementos em concreto armado, vigas e colunas, ambos dimensionados com seções transversais medindo 0,2 x 0,4 m, apresentam massa linear em torno de 204 kg/m.

Essa análise prévia dos parâmetros dos materiais, ligações entre elementos, citadas no item anterior e dimensões das seções, por exemplo, é muito importante para determinar características da estrutura como um todo e seu comportamento, adotando assim, métodos construtivos específicos, bem como análises e projetos prévios.

Na comparação em questão, relacionada ao peso da estrutura, o estudo do aço, do concreto, do tipo de perfil e seção transversal indicavam um peso maior para a estrutura em concreto armado, o que se confirmou após dimensionamento e tem extrema importância para determinação do terreno que possa receber uma ou outra estrutura, da movimentação do solo natural e utilização de aterros, do tipo e capacidade de cargas dos elementos de fundação.

#### **4.5.3 Área da seção transversal dos elementos estruturais**

As dimensões dos elementos estruturais é, dentre as comparações realizadas, a mais suscetível à críticas e análises não técnicas, determinam parte do *layout* da edificação e influenciam na possibilidade de ocupação da mesma para realização de determinada atividade, o que, obviamente reflete na comercialização ou locação do imóvel.

Entre os pórticos em análise, o dimensionado em concreto armado apresentou maior área de seção nos seus elementos estruturais com valor de 800 cm<sup>2</sup>, enquanto que, ao considerar a seção transversal do perfil de aço retangular, relacionando apenas dimensões de base e altura, os elementos estruturais do pórtico metálico apresentaram área no valor de 511,5 cm<sup>2</sup>, representando uma diferença de 36,06% entre os pórticos dos dois materiais.

Sendo a área útil total do pavilhão a área total da planta baixa descontado a área dos elementos estruturais de pilares, pode-se verificar que a estrutura metálica apresenta uma área útil 0,35 m<sup>2</sup> maior do que a estrutura em concreto armado que apresentou área útil toda de 389,04 m<sup>2</sup>.

## 5 CONCLUSÃO

O presente trabalho tratou de uma comparação entre o peso próprio, deslocamento horizontal e dimensões da estrutura de um pórtico dimensionado em estrutura metálica e em concreto armado conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) e a NBR 6118 (ABNT, 2014) que normatizam o dimensionamento de estruturas metálica e de concreto armado, respectivamente.

A metodologia se desenvolveu através do dimensionamento de um pavilhão hipotético para os dois materiais, com vão livre de 13 metros, altura da edificação de 6,5 metros, composto por 6 pórticos espaçados em 6 metros. Foram determinadas as cargas de vento atuantes na estrutura, conforme NBR 6123 (ABNT, 1988), assim como as cargas provenientes dos elementos estruturais, de cobertura e de sobrecargas e então as ações foram combinadas seguindo as determinações da NBR 8681 (ABNT, 2003) e das normas específicas de cada material. Definido o carregamento da estrutura foi possível obter os esforços solicitantes, através do *software* Ftool, e então realizar o dimensionamento dos elementos estruturais.

Após obtenção dos resultados dos dimensionamentos pode-se concluir que a estrutura metálica apresenta um deslocamento horizontal 83,71 % menor do que a estrutura de concreto armado, o que representa uma maior estabilidade à ação do vento.

Nos outros dois parâmetros objetos de análise: peso próprio e dimensões da estrutura, o sistema em aço apresentou-se mais vantajoso, os elementos estruturais metálicos apresentaram dimensões aproximadamente 20 % menores do que as dos elementos em concreto armado. Em relação ao peso, a diferença entre os dois materiais foi ainda maior, o

pórtico metálico dimensionado possui peso 81 % menor do que o pórtico em concreto aramado.

Dado o desenvolvimento do presente trabalho, obtenção de resultados e apresentadas as comparações, pode-se considerar que os objetivos foram satisfatórios, pois as informações apresentadas têm relevância para a engenharia civil, em especial para a engenharia estrutural. Como sugestão de trabalhos futuros, fica como proposta o estudo comparativo de custo para execução de uma mesma estrutura utilizando os dois sistemas estruturais, sendo, dessa forma, possível acrescentar mais subsídios para escolha de determinado sistema.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2016.

ALLEN, E.; IANO, J. **Fundamentos da engenharia de edificações** – Materiais e métodos. 5ª edição. Porto alegre: Bookman, 2013.

ARAÚJO, J. M. D. **Curso de concreto armado**. 3ª edição. Rio Grande: Dunas, 2010.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. São Paulo, 2010.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

D'ALAMBERT, F. **Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados**. São Paulo, 2012.

DIAS, L. A. D. M. **Estruturas de Aço** – Conceitos, técnicas e linguagem. 6ª edição. São Paulo: Zigurate, 2008.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto** – Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. 3.impr. Rio de Janeiro: Interciência,2007.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço** – Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 2009

PINHO, F. O. **Galpões em pórtico de aço**. Rio de janeiro, 2012. Disponível em: <file:///D:/Dados/Desktop/TCC%20I/artigo-galpao.pdf>. Acessado em: 25 abr. 2018.

PINHO, F. O. **Quando construir em aço?** Rio de janeiro, 2012. Disponível em: <file:///D:/Dados/Desktop/TCC%20I/MATERIAL%20AÇO/artigo-quando-construir-em-aco.pdf>. Acessado em: 14 abr. 2018.

PITTA, J. A. A. **Ações devidas ao vento em edificações**. São Carlos: EdUFSCar, 2015.

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado**- conforme a NBR 6118/2014. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

PRAVIA, Z. M. C.; D, G. A.; MESACASA JÚNIOR, E. **Galpões para usos gerais**. 4ª edição. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

SOUZA, F. C. D. **Estruturas de concreto armado** – Execução. Porto Alegre: Ritter dos Reis, 2003.





**UNIVATES**

R. Avelino Talini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil  
CEP 95914.014 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000  
[www.univates.br](http://www.univates.br) | 0800 7 07 08 09